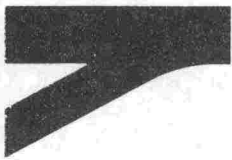


PERUSTIETOA TIENSUUNNITTELUN
GEOTEKNIIKASTA

TIEHALLITUS
GEOPALVELUKESKUS 1990

TIEH 733339



Tiehallitus

Tuotanto-osasto
Geopalvelukeskus
PS/KR

5.3.1990

46/21/90

Tiepiirit

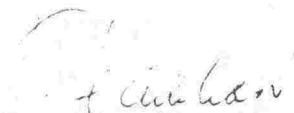
PERUSTIETOA TIESUUNNITTELUN GEOTEKNIIKASTA, TIEH 733339

Geopalvelukeskus lähettää asiakohdassa mainitun monisteen piireille tiedoksi ja suunnittelijoiden koulutuksessa hyödynnettäväksi. Moniste sisältää syvägeotekniikkaan liittyvää perustietoa. Päällysrakenteen kantavuus- tai routakysymyksiä moniste ei käsittele.

Moniste on tarkoitettu lähinnä tiensuunnittelijoiden itseopiskelun välineeksi. Monisteen pohjalta piiri voi myös järjestää suunnittelijoilleen geotekniikan alan koulutusta esim neuvottelupäiviensä yhteydessä. Geopalvelukeskus pyrkii antamaan kouluttaja-apua resurssiensa puitteissa.

Monistetta voi tilata lisää tiehallituksen lomakevarastosta numerolla TIEH 733339.

Apulaisjohtaja


Tauno Hailikari

LIITE

Moniste "Perustietoa tiensuunnittelun geotekniikasta" 3 kpl

TIEDOKSI

Piirien geotekniikantekijät
Tg:n tekninen henkilökunta

NT.PSA001.pgkirje

ALKUSANAT

Perustietoa tiensuunnittelun geotekniikasta on tiivistetty tietopaketti tiegeotekniikasta. Se on tarkoitettu suunnittelijoiden käyttöön parantamaan heidän geoteknistä tietämystään. Ensisijaisesti pyritään antamaan suunnittelijoille välineet tunnistaa geoteknisiä ongelmakohtia.

Moniste on tarkoitettu lähinnä itseopiskelun välineeksi mutta sen pohjalta piiri voi järjestää koulutusta tiensuunnittelijoilleen tarpeidensa mukaan.

Kirjoituksen ovat laatineet geopalvelukeskuksen geotekniikan muodostama työryhmä vetäjänä Pentti Salo ja muina kirjoittajina Matti Kolhinen, Matti Manelius ja Aarno Valkeisenmäki .

SISÄLLYS

1. TIENSUUNNITTELUPROSESSI JA YHTEISTYÖKYSYMYKSET GEOTEKNIIKAN KANNALTA
 - 1.1 Geotekniset tehtävät tie- ja siltahankkeissa
 - 1.2 Suunnitteluprosessi geotekniikan kannalta
 - 1.3 Suunnittelijoiden yhteistyö
 - 1.4 Konsultin käyttö
2. GEOMEKANIikka
 - 2.1 Johdanto
 - 2.2 Maan koostumus ja rakenne
 - 2.3 Luokitusominaisuudet
 - 2.4 Maassa vallitseva jännitys
 - 2.5 Painumisominaisuudet ja -laskelmat
 - 2.51 Painumailmiön luonne
 - 2.52 Painumien merkitys eri rakenteilla ja maalajeilla
 - 2.53 Painumalaskelmista
 - 2.6 Lujuusominaisuudet ja vakavuuslaskelmat
 - 2.61 Kitka- ja koheesiomaiden lujuus
 - 2.62 Merkitys eri rakenteilla ja maalajeilla
 - 2.63 Vakavuuslaskelmista
 - 2.7 Vedenläpäisevyys ja pohjavesiselvitykset
 - 2.71 Pohjaveden esiintyminen
 - 2.72 Maan vedenläpäisevyys
 - 2.73 Veden virtaus maassa. Pohjannousu ja hydraulinen murtuma
 - 2.74 Pohjavesiselvitykset
3. POHJATUTKIMUKSET
 - 3.1 Pohjatutkimusmenetelmät
 - 3.1.1 Yleistä
 - 3.1.2 Koekuoppa
 - 3.1.3 Painokairaus
 - 3.1.4 Heijarikairaus
 - 3.1.5 Porakonekairaus
 - 3.1.6 Tärykairaus
 - 3.1.7 Siipikairaus
 - 3.1.8 Näytteenotto
 - 3.1.9 Pohjavesihavainnot
 - 3.1.10 Geofysikaaliset menetelmät
 - 3.2 Pohjatutkimuskalusto
 - 3.3 Menetelmävalinnat ja ohjelmointi
 - 3.4 Pohjatutkimustulosten esittäminen

4 PERUSTAMISTAVOISTA JA POHJAVAHVISTUMENETELMISTÄ

4.1 Penkereen perustaminen heikosti kantavan maan varaan

- 4.1.1 Kuormat
- 4.1.2 Varmuuskerroin ja sallitut painumat
- 4.1.3 Vastapenger
- 4.1.4 Ylipenger esikuormituksena
- 4.1.5 Vaiheittain rakentaminen
- 4.1.6 Rakenteen kevennys
- 4.1.7 Massanvaihto
- 4.1.8 Pengerpaalutus
- 4.1.9 Pystyjoitus
- 4.1.10 Syvästabilointi
- 4.1.11 Syvätiivistys
- 4.1.12 Lujitteet, telat

4.2 Luiskavahvistukset

- 4.2.1 Yleistä
- 4.2.2 Luiskan loivennus ja kevennysleikkaus
- 4.2.3 Massanvaihto
- 4.2.4 Luiskapaalutus
- 4.2.5 Tukimuuri
- 4.2.6 Lujitemaa
- 4.2.7 Syvästabilointi

4.3 Siltojen, rumpujen ja muiden rakenteiden perustamistavoista

- 4.3.1 Yleistä
- 4.3.2 Silta kallion varaan
- 4.3.3 Silta maan varaan
- 4.3.4 Silta täytteelle
- 4.3.5 Silta teräsbetonisille lyöntipaaluille
- 4.3.6 Silta erikoispaaluille
- 4.3.7 Tulopenkereiden vahvistukset
- 4.3.8 Routa ja eroosio
- 4.3.9 Rumpujen ja putkisiltojen perustamistavat
- 4.3.10 Pylväs-, porttaali- ym. "pienperustukset"

4.4 Kaivantojen geotekninen suunnittelu

- 4.4.1 Yleistä sijoituksesta
- 4.4.2 Ilman tuentaa
- 4.4.3 Tukiseinät ja muut tukemistavat

4.5 Pohjavahvistustöiden aiheuttamat ympäristövaikutukset

- 4.51 Leikkaukset ja kaivannot
- 4.52 Massanvaihtotyöt
- 4.53 Paalutustyöt
- 4.54 Muut pohjarakennustyöt

1. TIENSUUNNITTELUPROSESSI JA YHTEISTYÖKYSYMYKSET GEOTEKNIIKAN KANNALTA

1.1 Geotekniset tehtävät tie- ja siltahankkeissa

Kaikissa suunnitteluvaiheissa geoteknisiin tehtäviin kuuluu pohjatutkimuksien ohjelmointi ja ohjaaminen.

Esisuunnitteluvaiheissa ts. pääsuuntaselvityksissä ja yleis-suunnittelussa geoteknisen suunnittelun tehtävänä on:

- selvittää suunnittelualueen rakennettavuutta
- selvittää vaihtoehtojen todennäköiset pohjanvahvistustavat ja -kustannuksien suuruusluokka
- osallistua merkittävämpien siltojen sijoittamiseen sekä tehdä arvioita niiden perustamisen vaikeusasteesta
- selvittää rakentamiseen liittyviä ympäristöriskejä
- osallistua linjavaihtoehtojen ideointiin

Tie- ja rakennussuunnitteluvaiheessa geoteknisen suunnittelun tehtävänä on:

- selvittää tierakenteiden (penkereet, leikkaukset, maisemanhoidolliset täytöt, läjitykset) vakavuus- ja painumakysymykset, valita pohjanvahvistustavat ja suunnitella ne
- osallistua siltojen paikan, siltatyypin ja perustustapojen valintaan ja suunnitteluun
- selvittää kuivatus- ym. rakenteisiin liittyvät geotekniset kysymykset
- selvittää rakentamiseen liittyviä ympäristöriskejä, lähinnä pohjavesikysymyksiä
- ottaa geotekniikan kannalta kantaa tien linjaus- ja tasauskysymyksiin

Näiden varsinaisten geoteknisten kysymysten lisäksi geotekniikka pystyy usein tarjoamaan hyödyllistä lisäpanosta seuraaviin tietekniikan alan tehtäviin:

- pohjamaan kantavuusluokittelu
- päällysrakenteiden valinta ja mitoitus
- leikkaustutkimuksien käsittely: kallion pinta, maa-lajirajat, materiaalien käyttökelpoisuus
- massankäyttökysymykset
- varamaanottopaikat ja läjitysalueet

Rakennusvaiheessa geoteknisiin tehtäviin eli työmaapalvelutehtäviin kuuluu lähinnä:

- suunnitelman tulkinta
- muutos- ja täydennyssuunnittelu
 - rakennusvaiheessa täydentyvä yksityiskoh- tainen suunnittelu esim. paalupituudet, koepaalutukset, koekuormitukset jne.
 - sortumien ja muiden yllätyksien vaatimat tehtävät
 - rakennusaikuisten erikoismittauksien, esim. huokospainemittaukset, sivusiirtymämittauk-

set jne. tekemiseen liittyvä ohjaus ja tuloksien käsittely

1.2 Suunnitteluprosessi geotekniikan kannalta

Geoteknisillä näkökohdilla on kaikissa suunnitteluvaiheissa, myös esisuunnitteluvaiheissa omat vaikutuksensa ratkaisuihin. Ne on syytä ottaa huomioon, jotta suunnitteluratkaisut "pitäisivät" jatkosuunnitteluvaiheissa. Työpanoksien kannalta geotekninen suunnittelu keskittyy kuitenkin selvästi tie- ja rakennussuunnitteluvaiheeseen. Varsin usein geotekniset tehtävät jatkuvat rakennusvaiheessa, joskus kunnossapitovaiheeseen.

Tiehankkeiden suunnitteluprosessia- sekä esisuunnittelua että tie- ja rakennussuunnittelua- on käsitelty ohjeessa suunnitelmat TVH 722308. Ohjeessa on esitetty lohkokaavioita, jotka esittävät lähinnä asioiden välisiä teoreettisia riippuvuuksia. Ajallisesti tehtävät sijoittuvat prosessissa päällekkäin jolloin suunnitteluhankkeen aikataulu on toisennäköinen ks. kuva 1. Siltojen osalta tarkempia tietoja on siltojen pohjatutkimusohjeessa TVH 733336.

Periaatteessa geotekninen suunnittelu ja pohjatutkimuksien teko seurailee hankkeen muuta suunnittelua siten että kussakin päätöksentekovaiheessa voidaan tarpeelliset päätökset tehdä ja ne pitävät. Tärkeä välitavoite on tiesuunnitelma, jolloin geometrian lukkoonlyömisestä vuoksi pohjaratkaisujen periaatteiden tulee olla kunnossa ja tilantarve esim. vastapenkereet, kevennysleikkaukset jne. selvillä.

Pohjatutkimuksien ajoittamisessa joudutaan ottamaan huomioon paitsi suunnitteluprosessin tarpeet myös olosuhteet maastossa, esim. vesialueilla jää/lauttakysymykset, lumi, kovat pakaset, peltojen viljely jne.

1.3 Suunnittelijoiden yhteistyö

Tiehankkeiden suunnittelussa nykyisin on kolme tehtäväaluetta, joista yhtäkään ei enää pidetä erikoisalana. Nämä ovat tiensuunnittelu (pääsuunnittelija), sillansuunnittelu sekä geotekniikka. Lisäksi voidaan joskus tarvita erikoisasiantuntijoita em. alueilta tai niiden ulkopuolelta.

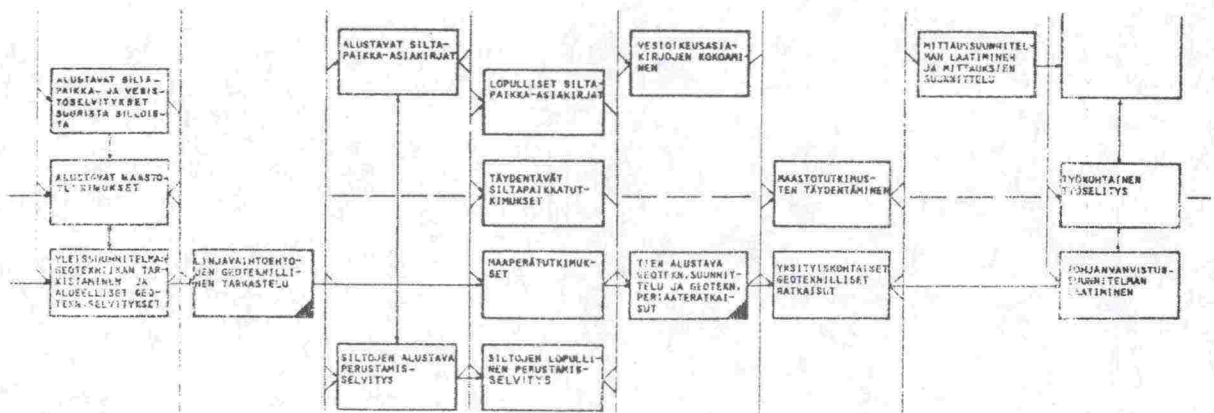
Tiensuunnittelija pääsuunnittelijana joutuu harkitsemaan geoteknisen suunnittelun resurssi- aikataulu- ja yhteistyökysymykset hankkeen kannalta.

Isommissa hankkeissa toimivat nykyisin hankeryhmät, joissa tehdään merkittävämmät yhteistä tarkastelua vaativat päätökset. Varsinainen suunnittelutyö tehdään edelleenkin yksin tai pienryhmissä ja tehtäväalueiden ratkaisuja sovitaan yhteen pienemmissä palaverissa.

Tehtäväalueiden yhteistyö onnistuu parhaiten vuorovaikutteisenä jatkuvana yhteistyönä. Tämä vaatii merkittävämmille hankkeille nimetyn geoteknikon, joka voi olla piirin maantutkimuselimestä, "konsultti" TVH:n geopalvelukeskuksesta tai ulkopuolinen konsultti. Hankkeita joissa geotekniikkaa ei

ole tai on vain hyvin vähän etukäteen selvästi tiedostetuissa kohdissa, voidaan hoitaa tarkastusluonteisesti.

Vaikka suunnittelija ammattimaisesti toimii omalla tehtävääalueellaan, on hän aina samalla "yleisrakentaja". Esimerkiksi tiensuunnittelija hyötyy omassa suunnittelutyössään yksinkertaisestakin geotekniikan perustiedosta sillä, että pystyy tunnistamaan ongelmakohtia, arvioimaan niiden vaikeusastetta ja vaikkapa kaavailemaan todennäköisiä ratkaisumallejakin. Myös neuvottelutilanteessa ratkaisujen ideointi voi helpottua ja eri näkökohtien vertailu helpottua. Samalla on kuitenkin varottava etenemästä vieraalle suunnittelualueelle liian pitkälle. Ongelmia ja ratkaisumalleja ei muille tehtävääalueille myöskään tule rajata liian ahtaiksi vaan väljästi luonnehtia mistä on kysymys.



HELSINGIN-NOPON MAANTIE 137 SUUNNITTELU
VALILLA TAMMISTO-VALKOISENLAHTENTIE
SUUNNITTELUAIKATAULU

		1984												1985												1986												1987																							
		IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII															
TVH	Sis	VERBAANDIGEN JA SE VERBODEN TOEGELIJDINGEN																								VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL											
	Rm	VERBAANDIGEN JA SE VERBODEN TOEGELIJDINGEN																								VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL											
	Sks	VERBAANDIGEN JA SE VERBODEN TOEGELIJDINGEN																								VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL											
Vantaa	Kokous- käsittely johtosunn- nittelun pöytäkirja	VERBAANDIGEN JA SE VERBODEN TOEGELIJDINGEN																								VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL											
		VERBAANDIGEN JA SE VERBODEN TOEGELIJDINGEN																								VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL											
		VERBAANDIGEN JA SE VERBODEN TOEGELIJDINGEN																								VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL											
Maa- ja ves- työ	Tie- ja rakennus- suunnittelu	VERBAANDIGEN JA SE VERBODEN TOEGELIJDINGEN																								VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL											
		VERBAANDIGEN JA SE VERBODEN TOEGELIJDINGEN																								VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL											
		VERBAANDIGEN JA SE VERBODEN TOEGELIJDINGEN																								VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL											
A Beton	Siltojen suunnittelu	VERBAANDIGEN JA SE VERBODEN TOEGELIJDINGEN																								VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL											
		VERBAANDIGEN JA SE VERBODEN TOEGELIJDINGEN																								VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL											
		VERBAANDIGEN JA SE VERBODEN TOEGELIJDINGEN																								VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL												VERBODEN TAFEL											

Kuva 1. Tie- ja rakennussuunnitteluvaiheen suunnitteluprosessia, yläkuvassa lohkokaaviona, alakuvassa sama asia hankekoh-
taisena jana-aikatauluna.

1.4 Konsultin käyttö

Konsulttiin turvauduttaessa haetaan joko resursseja tai erikoistietoja, joita omasta organisaatiosta ei hankkeelle löydy.

Esimerkiksi seuraavissa töissä on yleisesti käytetty ulkopuolista konsulttia erikoisasiantuntijana:

- vaativat pohjavesiselvitykset
- kalliosuunnittelutehtävät esimerkiksi tunnelin suunnittelu
- harvinaiset erikoistutkimukset

Konsultteja on jo pitkään käytetty siten, että sekä tien- että geosuunnittelu on annettu samana toimeksiantona. Viime vuosina on harrastettu monenlaisia yhdistelmiä esim. geosuunnittelu konsultille ja tiesuunnittelu piirillä. Näissä on ongelmana työn suunnittelu sekä konsultin tehtävän raja- ja koska tie- ja geosuunnittelun raja on liukuva.

Aina tulee tarkoin pohtia mitä töitä tilaaja pystyy paremmin tekemään ottaen huomioon laitoksen keskitetyt palvelut. Tällaisia ovat yleensä:

- seismiset tutkimukset
- päällysrakenteen kantavuusmittaukset ja autokairaukset
- maalaboratoriotutkimukset
- kivilaboratoriotutkimukset
- vesilaboratoriotutkimukset
- tutkimuslautan hankinta

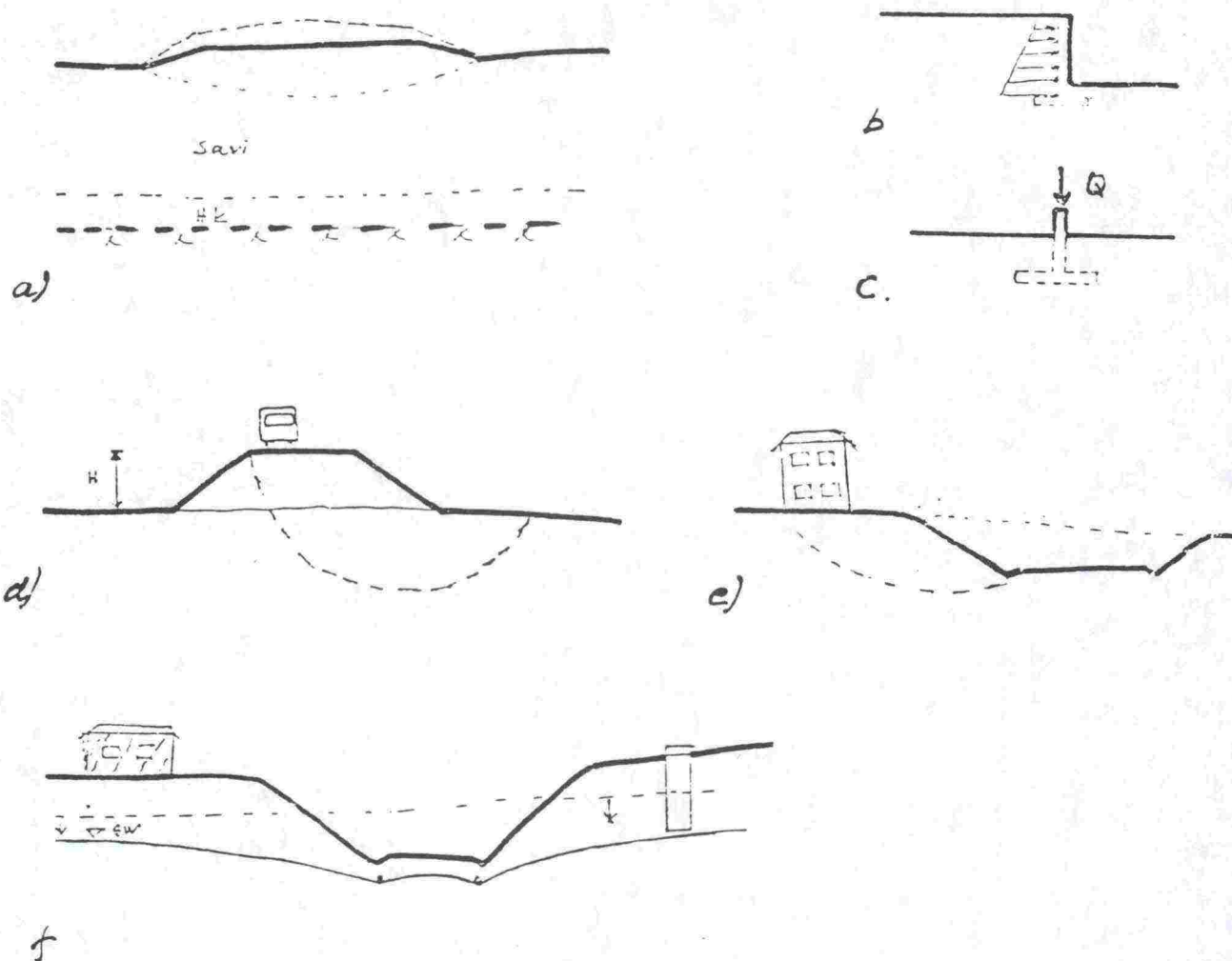
Konsulttitoimeksiannon valmistelun ja sopimustekniikan osalta viitataan TVH:n monisteeseen "Konsulttipalvelujen käyttö" 1987.

2. GEOMEKANIikka

2.1. Johdanto

Maamekaniikkaa sovelletaan teiden ja siltojen geoteknisessä suunnittelussa mm. laskettaessa:

- tiepenkereen painumaa , kuva 1a.
- tiepenkereen ja -leikkauksen vakavuutta, 1d, 1e.
- siltatukeen tai tukimuuriin kohdistuvaa maanpainetta, 1b.
- maanvaraisen perustuksen kantokykyä ja painumaa kuva 1c.
- pohjaveden alentamiseksi tarvittavaa pumppausvesimäärää ja pohjaveden alenemisen ympäristövai-
tuksia kuva 1f.



Kuva 1. Esimerkkejä geomekaniikan soveltamiskohteista.

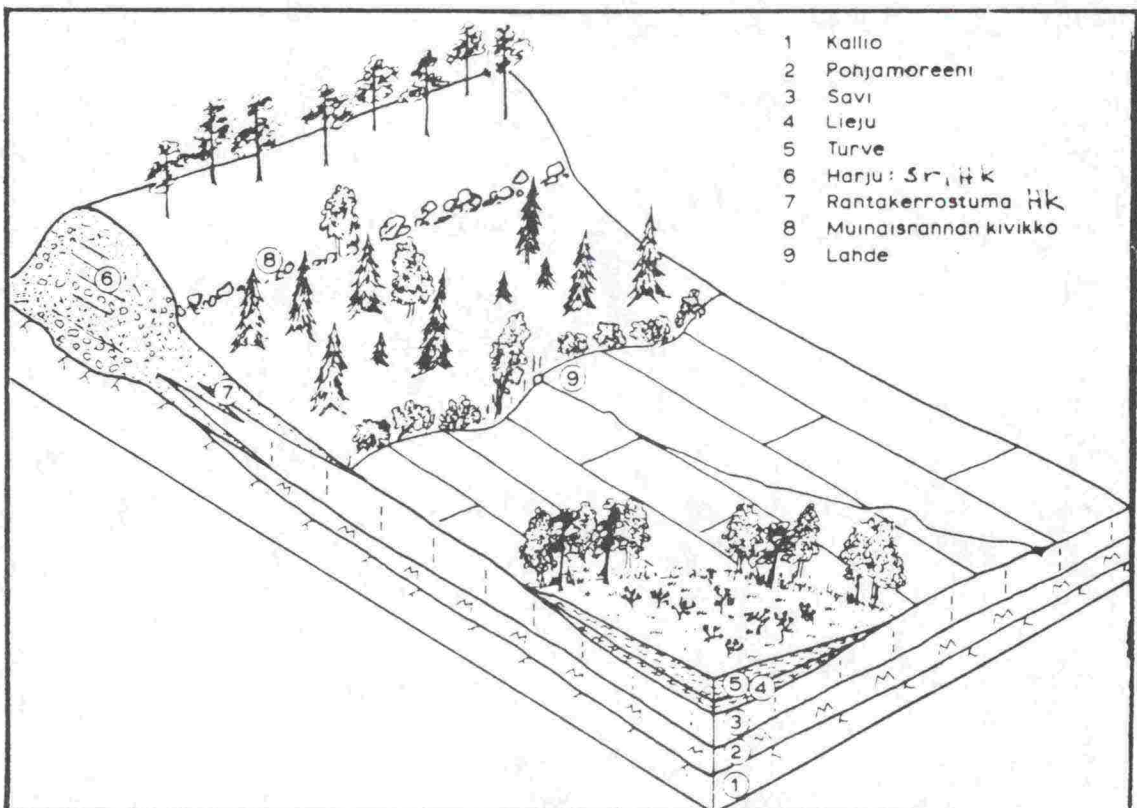
2.2 Maan koostumus ja rakenne

Koostumukseltaan ja rakenteeltaan maa luokitellaan maalajeihin ja maalajiryhmiin. Suomessa käytetään nykyään ns. geoteknistä maalajiluokitusta, taulukossa 1.

Syntyvän mukaan maa jaetaan geologisiin muodostumiin. Maakerrostumien geologiset yleispiirteet vaihtelevat Suomen eri osissa huomattavasti. Kuvassa 2. on esitetty maalajien yleinen järjestys Etelä-Suomessa.

Taulukko 1. Geotekninen maalajiluokitus. Kivennäismaalajien lajitteet.

Päälajite		Alalajite	Rakeiden läpimitta, mm
Nimi	Lyhennys		
Savi Siltti	Sa Si		$\leq 0,002$
			$> 0,002 \dots 0,06$
		Hienosiltti	$> 0,002 \dots 0,006$
		Keskisiltti	$> 0,006 \dots 0,02$
Hiekka	Hk	Karkeasiltti	$> 0,02 \dots 0,06$
			$> 0,06 \dots 2,0$
		Hienohiekka	$> 0,06 \dots 0,2$
		Keskihiiekka	$> 0,2 \dots 0,6$
Sora	Sr	Karkeahiekka	$> 0,6 \dots 2,0$
			$> 2,0 \dots 60,0$
		Hienosora	$> 2,0 \dots 6,0$
		Keskisora	$> 6,0 \dots 20,0$
Kivet	Ki	Karkeasora	$> 20,0 \dots 60,0$
			$> 60 \dots 600$
		Pienet kivet	$> 60 \dots 200$
		Suuret kivet	$> 200 \dots 600$
Lohkareet	Lo		> 600

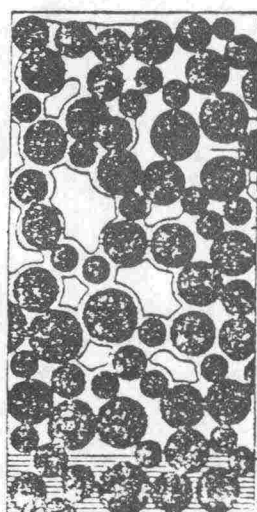


Kuva 2. Maalajien yleinen järjestys Etelä-Suomessa.

Jäätikköjoet ja rantavoimat ovat huuhtoneet ja lajitelleet karkearakeiset maalajimme soran ja hiekan. Kuva 3a. esittää tasarakeisen soran tai hiekan rakennetta ja koostumusta pohjavedenpinnan yläpuolella. Kuvassa 3b. on esitetty moreenin rakenne, joka on huomattavasti tiiviimpi, kuin tasarakeisen soran tai hiekan rakenne.

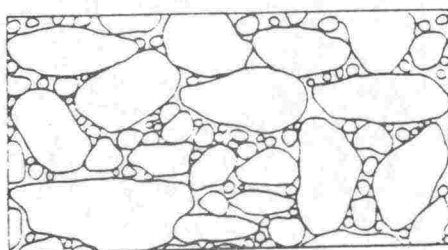
Karkerakeisilla maalajeilla ja moreeneilla rakeet tukeutuvat suoraan toisiinsa. Rakeiden kosketuspinnassa vaikuttaa normaaliavoiman lisäksi kitkan aiheuttama leikkausvoima. Tästä syystä karkearakeisia maalajeja ja moreeneja kutsutaan myös kitkamaalajeiksi. Pohjaveden pinnan yläpuolella maan käyttäytymiseen vaikuttavat myös kapillaarivoimat, jotka aiheuttavat karkearakeisiin maihin ns. näennäisen koheesion.

Veden täyttämä
huokonen



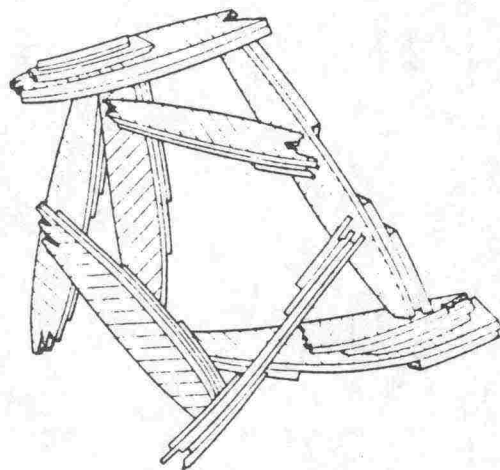
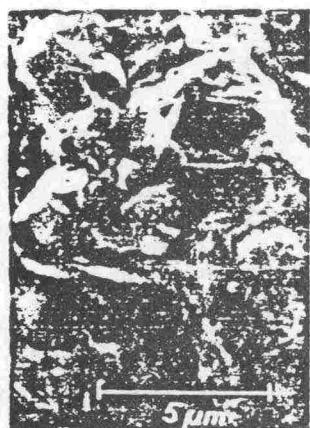
Rake
Huokonen
Vesikalvo
Kapillaarivesi

Pohjavesi

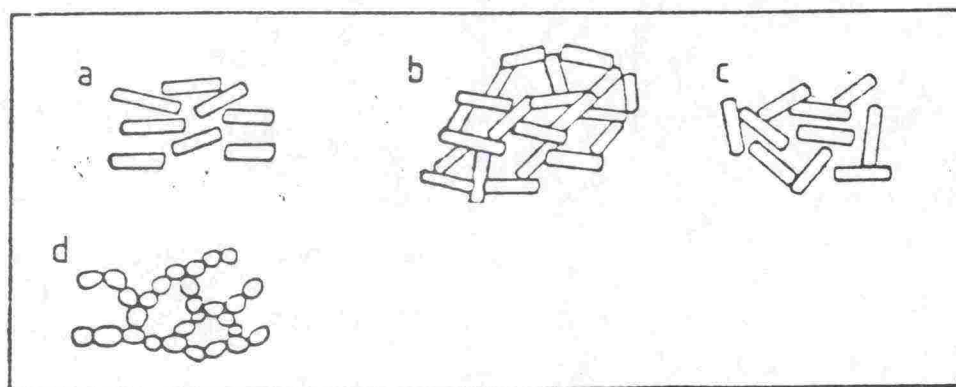


Kuva 3a. Soran tai hiekan rakenne pohjavedenpinnan yläpuolella
3b. Moreenin rakenne.

Hienorakeisiin maalajeihin luetaan savet ja siltit. Saven rakenne poikkeaa huomattavasti kitkamaalajien rakenteesta. Savi koostuu kuvan 4. mukaisista levymäisistä partikkeleista, jotka ovat vesivaipan ympäröimiä. Partikkelien välillä vaikuttaa sähköisiä ja kemiallisia voimia. Partikkelit muodostavat erilaisia, runsaasti huokostilaa sisältäviä rakenteita, joiden päätyypit on esitetty kuvassa 5. Savikon kuivakuorikerros on muodostunut kuivumisen, rapautumisen ja kausittaisen routaantumisen vaikutuksesta.

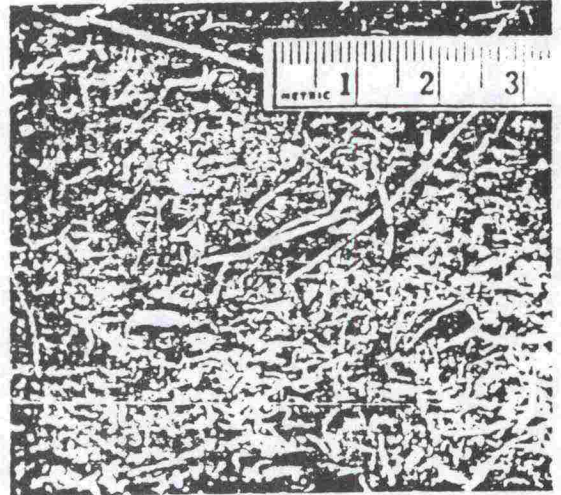
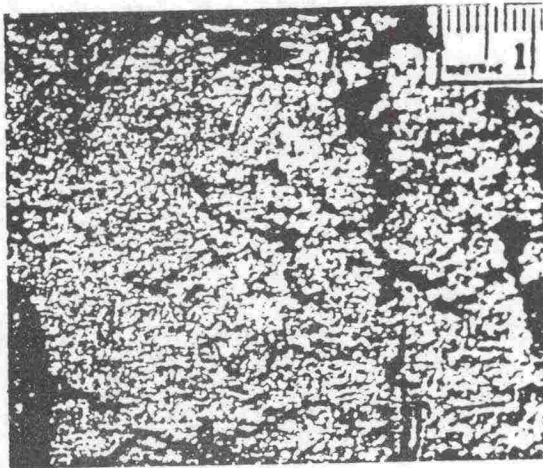


Kuva 4. Elektronimikroskoopin kuva ja taiteilijan piirros saven rakenteesta.



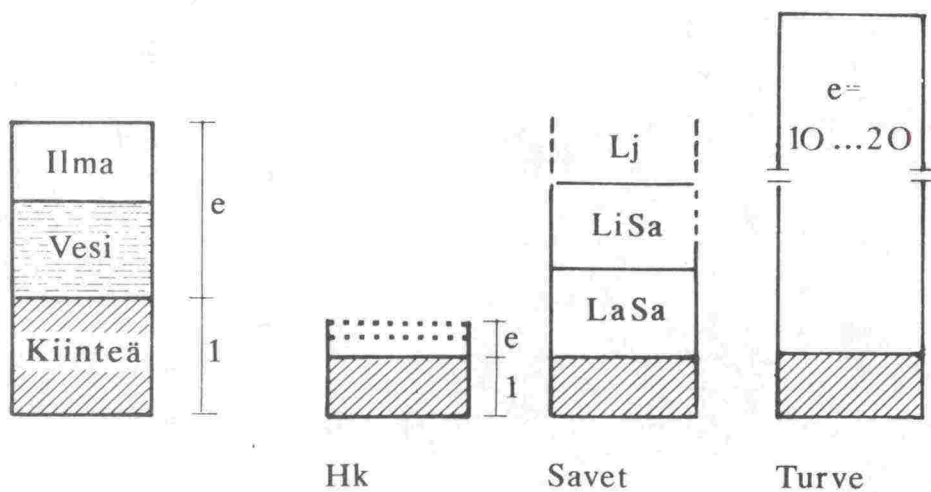
Kuva 5. a) Saven hajarakenne, b) saven "korttitalorakenne", c) saven sekarakenne, d) saven tai siltin kerrosrakenne.

Eloperäisiä maalajeja ovat lieju ja turve. Niiden sisältämä orgaaninen aines on peräisin kasvien maatumisjätteistä. Eloperäisten maalajeja sisältävien maalajien rakenne on hyvin avoin ja kokoonpuristuva. Turpeen rakenne riippuu sen maatumisasteesta, kuva 6. Maatumaton turve sisältää mm. vaakasuuntaisia kasvikuuituja. Maatumattomat turpeet poikkeavat rakenteeltaan huomattavasti pysty- ja vaakasuunnassa, eli ne ovat anisotrooppisia.



Kuva 6a. Täysin maaton turve. 6b. Maatumaton turve.

Maa koostumista kiinteästä aineksesta, vedestä ja ilmasta voidaan havainnollistaa kuvan 7. mukaisella piirroksella. Kuvassa on esitetty hiekkojen, savien, liejujen ja turpeen huokostilan (vesi + ilma) suhde kiinteään ainekseen.



Kuva 7. Maan koostuminen kolmesta komponentista sekä huokostilan osuus kiinteästä aineksesta eri maalajeilla

2.3. Luokitusominaisuudet

Maan rakennetta kuvataan käytännössä luokitusominaisuuksien avulla, joista tärkeimmät on lueteltu taulukossa 2.

Maan kiintotiheydellä ρ_s tarkoitetaan maa-aineksen massan ja tilavuuden suhdetta. Tavallisesti karkearakeisilla maalajeilla $\rho_s = 2.65 \dots 2.70 \text{ t/m}^3$, savilla $= 2.7 \dots 2.8 \text{ t/m}^3$ ja turpeilla $\rho_s = 1.45 \dots 1.7 \text{ t/m}^3$.

Luokitusominaisuus	Sym-boli	Yksikkö	Käyttö, merkitys
Rakeisuus			
.keskiläpimitta	d_{50}		maalajin nimeäminen
.hallitseva raekoko	d_{10}		vedenläpäisevyyden arviointi
.raekokosuhde d_{60}/d_{10}	C_u		lajittuneisuuden mitta
.hienoainespitoisuus		%	(<0.06 mm) routivuuden arviointi
Vesipitoisuus	w	%	kokoonpuristuvuuden arviointi
Humuspitoisuus	Hu	%	tiiveystarkkailu
Kiintotiheys	ρ_s	t/m^3	lujuus, kokoonpuristuvuus
Tilavuuspaino	γ	kN/m^3	huokosluvun laskeminen
Kyllästysaste	S_r	%	maasta aih. kuormituksen lask.
Huokosluku	e		vedellä kyllästyneisyyden mitta
Huokoisuus	n		
Tiiviysaste	D	%	tiiviystarkkailu
Suhteellinen tiiveis	D_r	%	maalajin tiiviiden kuvaus
Konsistenssirajat			
.plastisuusraja	W_p	%	
.juoksuraja	W_L	%	siipikairalajuuden resudointi
.hienousluku	F	%	- " -
Plastisuusluku	I_p		plastisen alueen suuruus
Plastisuusindeksi	I_L		maan olomuodon kuvaus

Taulukko 2. Maan luokitusominaisuuksia.

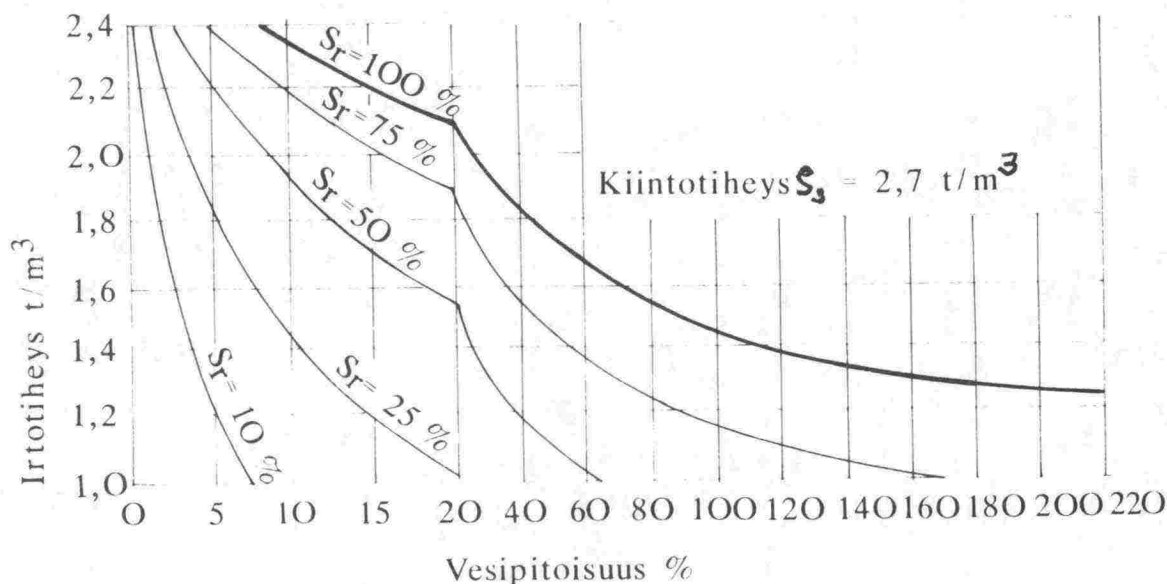
Maan irtotiheydellä tarkoitetaan näytteen massan suhdetta tilavuuteen. Taulukossa 3. on esitetty luonnonmaakerrosten irtotiheyden arvoja. Maan tiheys veden alla saadaan vähentämällä vedellä kyllästetyn maan irtotiheydestä Arkkimedeeseen periaatteen mukaisesti veden tiheys 1 t/m^3 .

Taulukko 3. Luonnonmaakerrosten irtotiheyden ominaisarvoja.

Maakerros	Irtotiheys t/m^3
Kuiva siltti, hiekka tai sora	1,5...1,8
Kostea siltti, hiekka tai sora	1,6...2,0
Veden kyllästämä siltti, hiekka tai sora	1,8...2,2
Kostea moreeni	1,8...2,2
Veden kyllästämä moreeni	1,9...2,3
Veden kyllästämä savi	1,4...1,7
Veden kyllästämä lieju	1,1...1,5
Veden kyllästämä turve	1,0...1,2

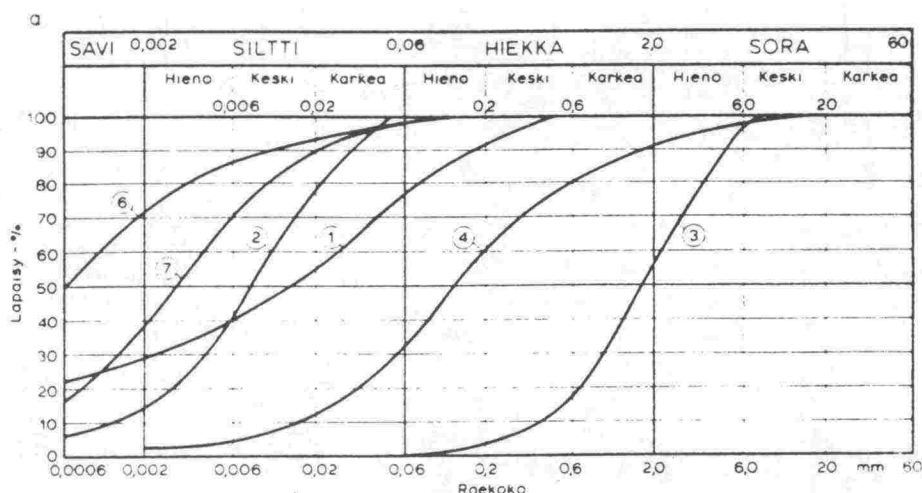
Maan tilavuuspaino on tunnettava mm. painuma-, vakavuus- ja maanpainelaskelmissa. Tilavuuspaino on voimasuure, sen yksikkö on kN/m^3 . Tilavuuspainon lukuarvo saadaan kertomalla taulukon 3. irtotiheyden arvo 10:llä. Maan tilavuuspainon arvioinnissa voidaan käyttää myös kuvaa 8. Pohjavedenpinnan alapuolella saadaan tehokas tilavuuspaino vähentämällä vedellä kyllästetyn maan tilavuuspainosta $10\ kN/m^3$. Geoteknisissä laskelmissa käytetään ns. märkätilavuuspainoa.

Karkearakeisten maalajien tilavuuspainoa ei voida yleensä määrittää laboratoriossa, vaan se on määritettävä in-situ volymetrillä tai arvioitava muiden maastotutkimusten avulla. Myös maalajien suhtellisen tiiveyden arviointi perustuu maastotutkimusten tuloksiin.

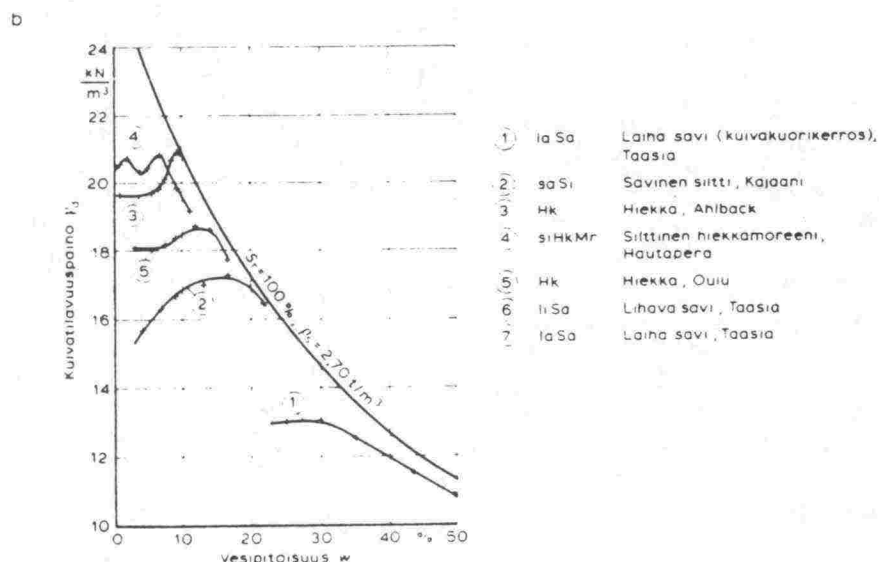


Kuva 8. Maan tilavuuspainon määrittäminen vesipitoisuuden ja kyllästysasteen perusteella.

Maan kuivatilavuuspainoa käytetään mm. tiiviystarkkailussa. Tiivistetyn kerroksen kuivatilavuuspaino määritetään kentällä esim. volymetrillä tai säteilymittauslaitteella. Tätä arvoa verrataan Proctor-kokeella määritettyyn ns. maksimikuivatilavuuspainon arvoon. Näiden arvojen suhdetta kutsutaan tiiviyssasteeksi D. Esimerkkinä Proctor-kokeen tuloksista on kuva 9. Proctor-kokeella määritetään myös maalajin optimivesipitoisuus, jolla saadaan suurin tiiviys ja tilavuuspaino sullontatyön ollessa vakio.



9 a. Maalajien rakeisuuskäyriä.

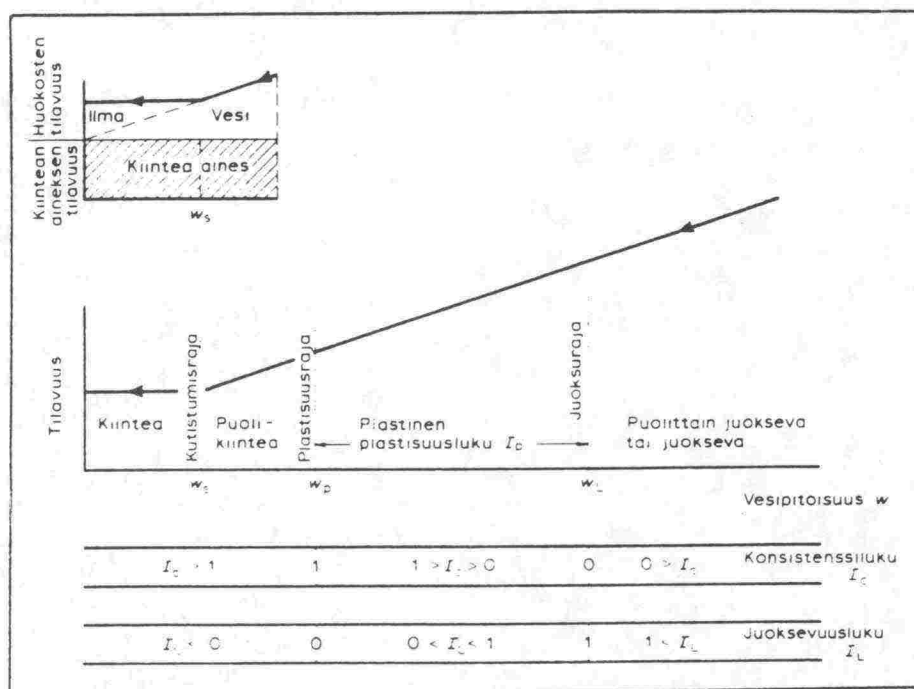


9 b. Kuivatilavuuspainon ja vesipitoisuuden välinen riippuvaisuus (Koemenetelmä: Parannettu Proctor).

Maan sisältämällä humuksella on suuri vedensitomiskyky ja pieni ominaispaino. Orgaanisen aineksen määrä ja laatu vaikuttavat voimakkaasti maan lujuus- ja kokoonpuristuvuusominaisuuksiin.

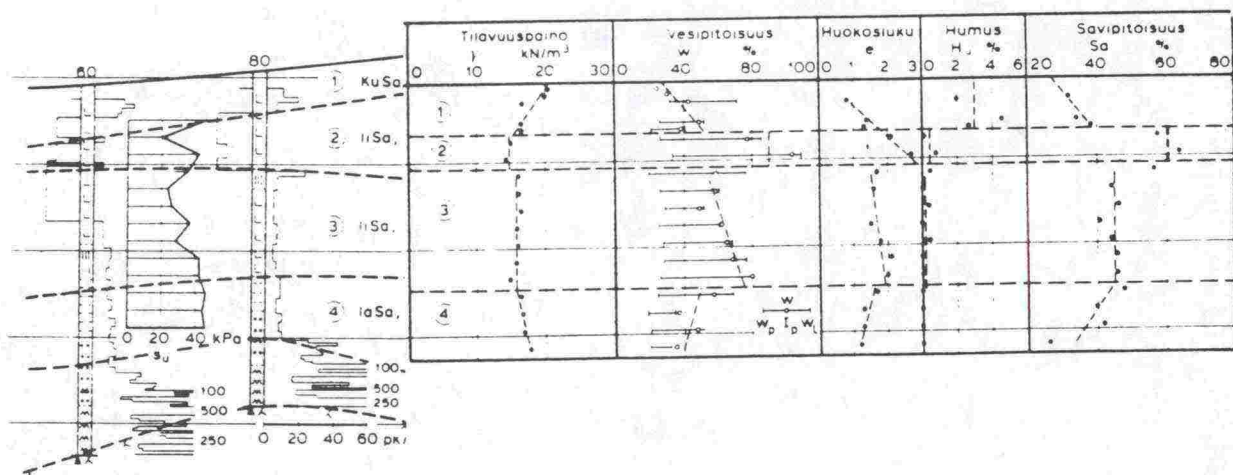
Hienorakeisten maalajien konsistenssilla tarkoitetaan niiden jäykkyyttä ja muovailtavuutta häirittyinä. Maan vesipitoisuuden lisääntyessä maan olomuoto muuttuu kiinteästä puolikiinteäksi ja edelleen plastiseksi (muovailtavaksi) ja juoksevaksi, kuva 10.

Käytetyimmät konsistenssirajat ovat plastisuusraja ja juoksuraja. Juoksurajan asemasta käytetään usein hienouslukua. Luonnonmaakerroksen vesipitoisuuden suhde sen juoksurajaan kuvaa maan häiriintymisherkkyttä. Jos maan vesipitoisuus on suurempi kuin sen juoksuraja muuttuu maa käsiteltäessä tai sen päällä työskenneltäessä herkästi juoksevaksi.



10. Konsistenssirajat ja maan olomuoto.

Luokitusominaisuudet esitetään havainnollisimmin kuvan 11. mukaisilla tutkimusleikkauksissa esitettävillä yhteenvetolomakkeilla tai erillisillä diagrammeilla.



Kuva 11. Esimerkki maan luokitusominaisuuksien esittämisestä suunnitelmissa.

2.4

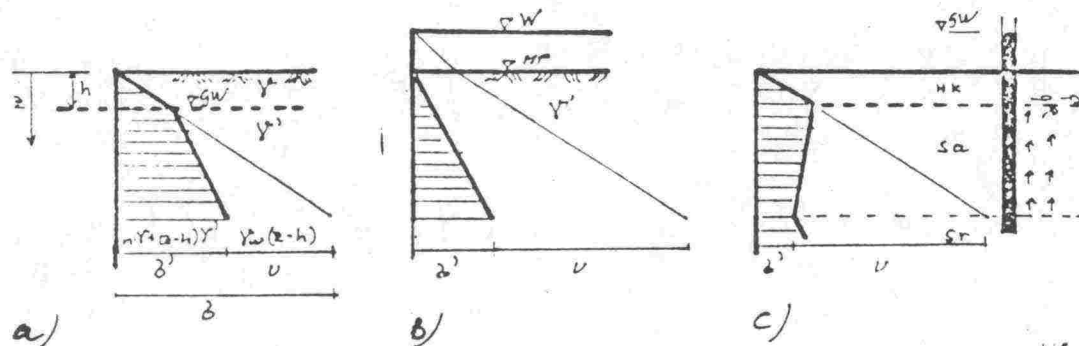
Maassa vallitseva jännitys

Maassa vallitsee maan omasta painosta ja veden paineesta aiheutuva jännitystila. Geoteknisissä laskelmissa (vakavuus-, painuma- ja maanpainelaskelmat) käytetään perustietona pystysuoraa normaali-jännitystä σ_z . Veden paine ilmaistaan huokosvedenpaineena, joka voidaan mitata maasta in-situ tai arvioida laskemalla.

Pystysuora normaali-jännitys ilmaistaan joko kokonaisjännityksenä tai ns. tehokkainajännityksinä (σ'_z , u), jolloin kokonaisjännitys jaetaan raepaineeseen σ'_z ja huokosvedenpaineeseen u

$$\sigma = \sigma' + u$$

Maassa vallitsevat pystysuorat jännitykset lasketaan maan tiilavuuspainojen, kerrospaksuuksien ja huokosvedenpaineen perustella. Kuvassa 12. on esitetty esimerkkejä pystysuoran normaali-jännityksen jakautumisesta.



σ = kokonaisjännitys
 σ' = tehokas raepaine
 u = huokosvedenpaine

Kuva 12. Pystysuora normaali-jännitys

- pohjavesi maanpinnan alapuolella
- vedenpinta maanpinnan yläpuolella
- saven alapuolella arteesista pohjavettä

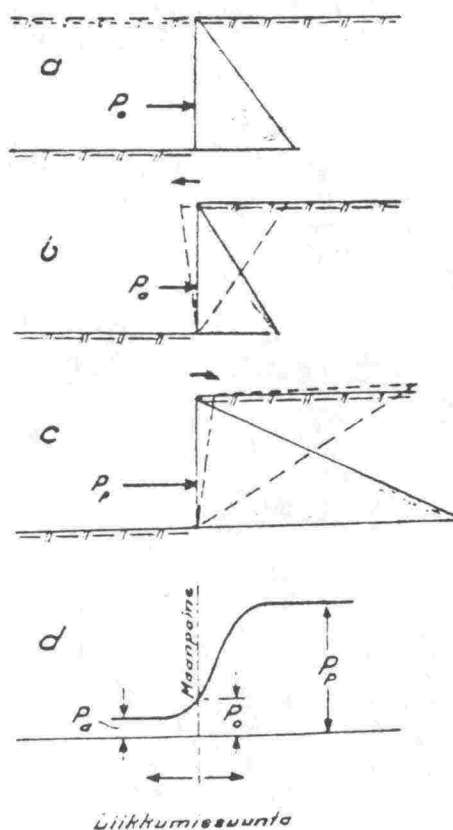
Maan geotekniset ominaisuudet riippuvat ratkaisevasti siitä, mikä sen jännitystila on aikaisemmin ollut eli ns. jännityshistoriasta. Esimerkiksi tiivis ja erittäin kantava pohjamooreni on ollut jääkauden aikana paksun jääpeitteen kuormittamana.

Maassa vallitseva vaakasuorajännitys σ'_h on pienempi kuin pystysuorajännitys σ'_z . Vaakasuora jännitys saadaan kaavasta

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_z \quad K_0 = \text{lepopainekerroin}$$

Lepopainekerroin on savessa n. 1, hiekassa n. 0.5 ja sorassa n. 0.4.

Tukirakenteita esim. siltatukia ja tukimuureja vastaan maasta kohdistuu maanpaine. Maanpaineen suuruus riippuu maan ja tukirakenteen keskinäisestä liikkeestä kuvan 13. mukaisesti. Lepopaine vastaa maassa vallitsevaa vaakasuoraa jännitystä.



Kuva 13. Maanpaine tukirakennetta vastaan.

- Lepopaine
- Aktiivinen maanpaine
- Passiivinen maanpaine
- Maanpaineen suuruuden riippuvuus maan ja tukirakenteen keskinäisestä liikkeestä

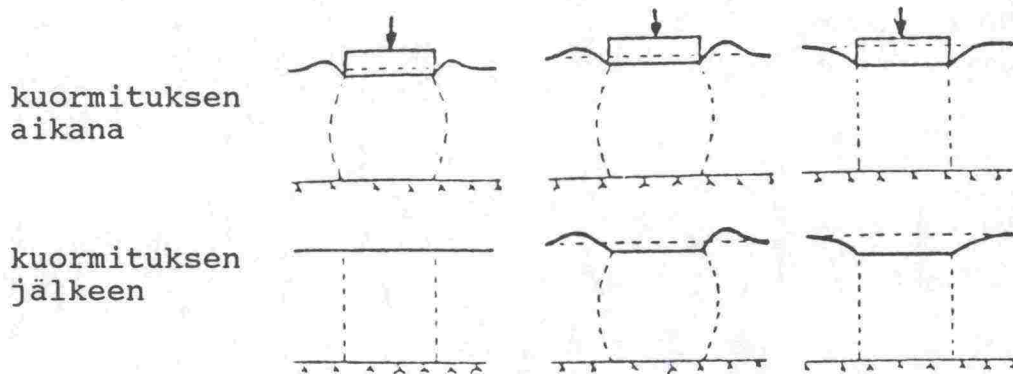
2.5 Painumaominaisuudet ja -laskelmat.

2.51 Painumailmiön luonne.

Kun maata kuormitetaan se puristuu kokoon ja maan pinta painuu. Maan muodonmuutokset ovat maalajista ja kuormituksesta riippuen eri luonteisia, kuva 14. Eri painumalajit voivat esiintyä yhtäaikaaisesti.

Kuvan 14a. mukainen kimmoinen eli elastinen muodonmuutos vastaa esimerkiksi metallien, betonin tai kiven käyttäytymistä. Erittäiden tiiviiden maakerrosten käyttäytyminen on melko lähellä kimmoista. Kimmoinen muodonmuutos tapahtuu heti kuormituksen jälkeen.

kimmoinen plastinen konsolidaatio sekundaari



Kuva 14. Eri painumalajit.

Plastisissa muodonmuuoksissa, kuva 14b. maan "muoto" muuttuu, mutta tilavuus pysyy ennallaan. Esimerkkinä pehmeiköille perustetulla tiepenkereellä penger painuu maanpinnan noustessa sen sivuilla. Tiepenkerein plastiset muodonmuutokset voivat olla erittäin pehmeillä pohjamailla huomattavan suuria jos tiepenkerein varmuus murtumista vastaan on 1.0 ... 2.0. Plastisten muodonmuutosten arviointi on vaikeaa.

Kuvan 14c. mukaisessa painumassa maan rakenne tiivistyy pysyvästi. Kitkamailla maan rakenne asettuu tiivimpään tilaan nopeasti kuormituksen jälkeen. Hienorakeisilla maalajeilla maan tiivistyminen on hidasta; paksuilla savikoilla kokoonpuristuminen kestää vuosikymmeniä. Maa tiivistyy sitä mukaa kuin ylimääräinen huokosvesi poistuu. Konsolidaatio lakkaa kun kuormituksesta aiheutuva huokosveden ylipaine on purkautunut. Hienorakeisilla ja eloperäisillä maalajeilla maan rakenne tiivistyy vielä huokosveden ylipaineen purkautumisen jälkeen. Tätä painumaa kutusutaan sekundaariseksi kokoonpuristumaksi. Sekundaaristen painumien osuus kokonaispainumasta voi olla merkittävän suuri.

2.52 Painumien merkitys eri rakenteilla ja maalajeilla.

Tavallisesta tiepengerkuormituksesta aiheutuvat kitkamaiden (hiekkä, sora ja moreenit) painumat ovat yleensä merkityksettömiä; painumat ovat pieniä (0 ... 10 cm) ja nopeita. Sillatkin löyhää tiiviimpien kitkamaiden varaan yleensä maanvaraisesti.

Hienorakeisilla maalajeilla (savet, siltit) painumien suuruus riippuu pengerkorkeudesta ja maan painumaominaisuuksista ja kokoonpuristuvien maakerrrosten paksuudesta. Painumien pienentämiseksi tai tasaamiseksi tarvitaan toimenpiteitä yleensä erittäin pehmeillä savikoilla, korkeilla penkereillä tai jos painuva tiepenger liittyy painumattomaan rakenteeseen.

Turpeelle perustetut tiepenkereet painuvat runsaasti. Turpeet kaivetaan usein pois tiepenkereiden alta.

2.53 Painumalaskelmista

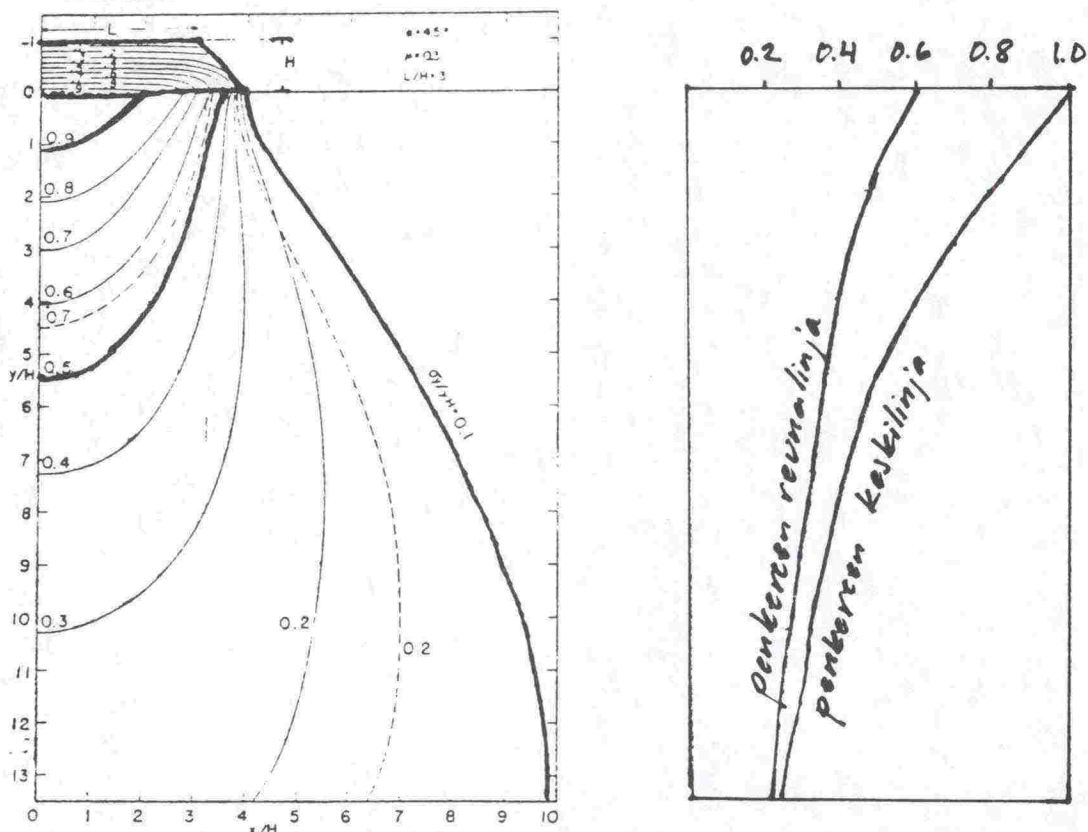
Käytännön suunnittelussa tiepenkereiden painumia arvioidaan laskelmilla kun niitä suunnitellaan perustettavaksi hienorakeisten tai eloperäisten maalajien varaan. Siltaperustusten painumia arvioidaan perustettaessa siltoja hienorakeisten tai tiiviydeltään löyhien karkearakeisten maalajien varaan.

Painumalaskelmilla arvioidaan kokonaispainuman suuruus ja sen riippuvuus ajasta. Tarkoissa painumalaskelmissa on otettava huomioon kaikki painumalajit vrt. kohta 2.51. Käytännön suunnittelussa lasketaan usein vain pelkkä konsolidaatiopainuma.

Painumalaskelman vaiheet ovat:

1. maassa vallitsevien alkuperäisten jännitysten ja kuormituksesta aiheutuvien lisäjännitysten laskenta
2. painumaominaisuuksien arviointi, maan jako painumaominaisuuksiltaan homogeenisiin kerroksiin, painumalaskentaparametrien valinta
3. painumalaskenta

Maassa vallitsevaa luonnontilaista jännitystilaa on käsitelty kohdassa 2.4. Esimerkkinä tiepenkereen pohjamaassa aiheuttamista lisäjännityksistä on kuva 15. Syvällä maapohjassa lisäjännitys on huomattavasti pintaosia pienempi. Jännitysten jakautumisen laskentamenetelmistä tunnetuin on Boussinesqin laati.



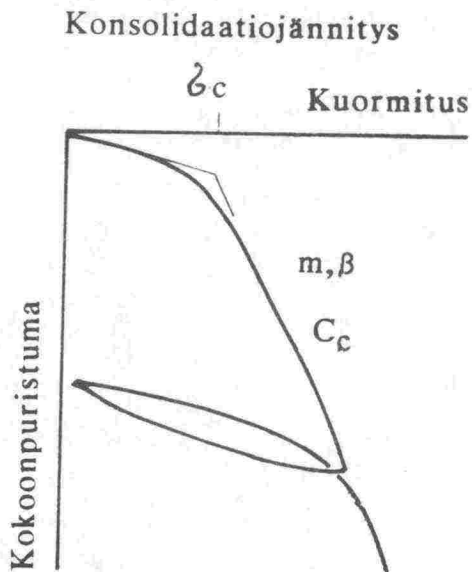
Kuva 15. Esimerkki tiepenkereen pohjamaassa aiheuttamista lisäjännityksistä.

Kitkamaiden painumaominaisuudet arvioidaan yleensä maalajin ja sen tiiveyden perusteella [3].

Koheesiomailla painumaominaisuudet arvioidaan luotettavimmin ödometrikokeiden perusteella [1], [2]. Painumaominaisuudet voidaan arvioida likimääräisesti myös saven vesipitoisuuden perusteella.

Turpeen painumaominaisuudet arvioidaan tavallisimmin sen maatuneisuuden ja vesipitoisuuden perusteella [2].

Painuman suuruus lasketaan kokoonpuristuvuusindeksimenetelmällä (parametri C_c), tangenttimoduulimenetelmällä (parametrit m , β) tai suoraan ödometrikokeen kuormitus- kokoonpuristumiskäyrältä, joka on luonteeltaan kuvan 16. mukainen.



Saven kokoonpuristuma lisääntyy huomattavasti tietyn kuormituksen jälkeen, tätä kuormitusta kutsutaan konsolidaatiojännitykseksi. Maata kutsutaan ali-, normaali- tai ylikonsolidoituneeksi sen mukaan miten konsolidaatiojännitys suhtautuu maassa vallitsevaan pysyvuoraan normaalijännitykseen.

Maan konsolidaatioaste vaikuttaa huomattavasti painuman suuruuteen. Ylikonsolidoituneelle maalle rakennetun tiepenkereen kokoonpuristumat ovat huomattavasti pienemmät, kuin normaalikonsolidoituneelle maalle rakennetun.

Kuva 16. Ödometrikokeella määritetty kuormituskokoonpuristumakäyrä

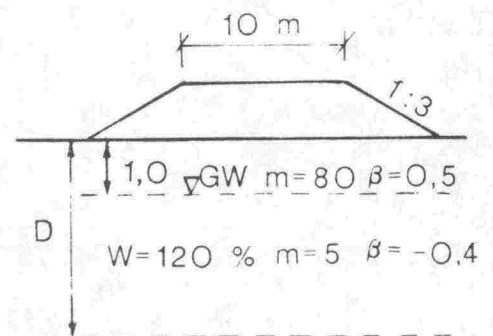
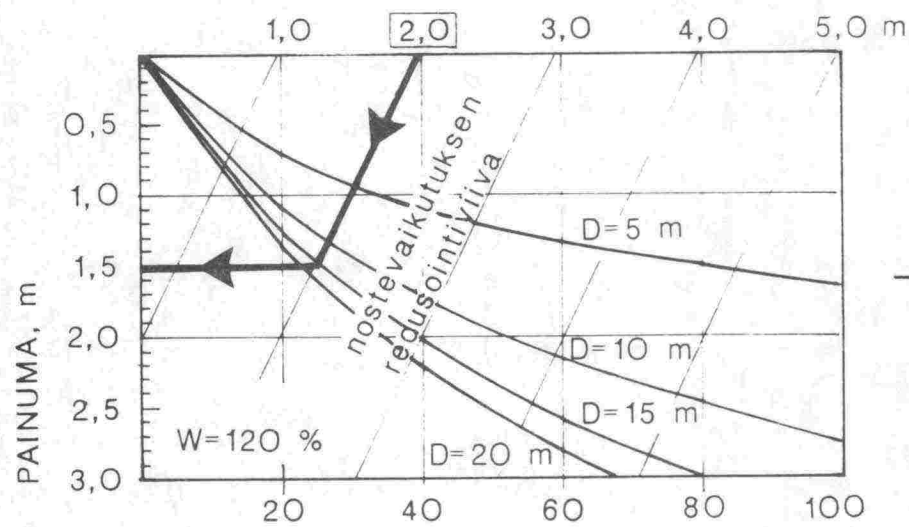
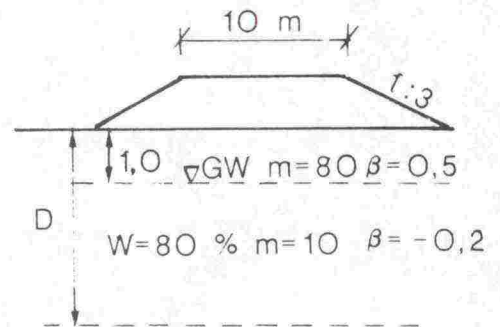
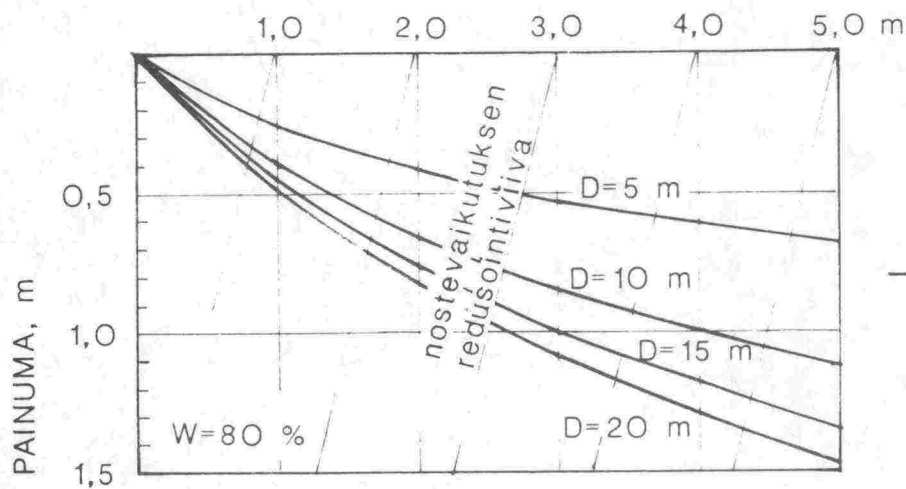
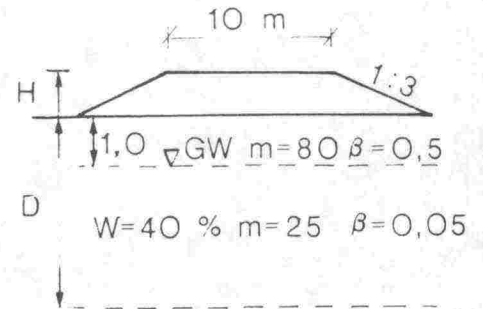
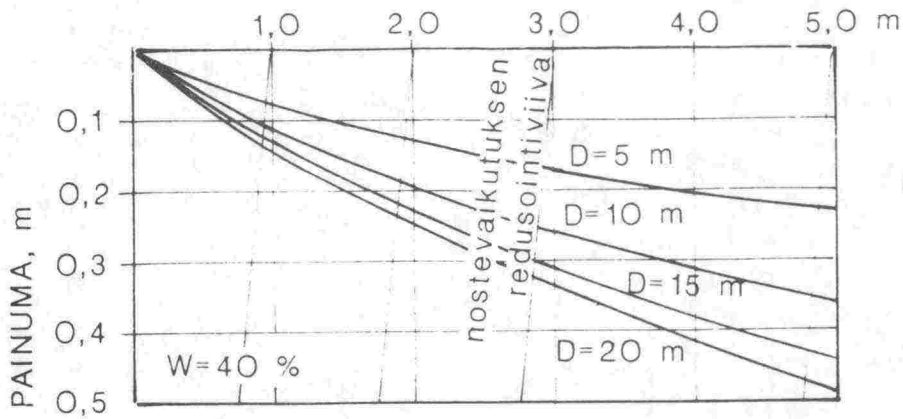
Suomalaiset savet ovat yleensä normaalikonsolidoituneita tai hieman ylikonsolidoituneita. Konsolidaatioaste määritetään ödometrikokeeseen perustuen. Siitä saadaan viitteitä myös siipikairalajuuden perusteella.

Painumalaskelman käytännön suorittamisesta on esitetty ohjeita mm. ns. TVH:n punaisessa kirjassa [2] ja GEO-ATK:n manuaalissa [4]. Painumalaskelmien suorittamisessa tietokoneiden käyttö on erittäin suositeltavaa.

Tiepenkereen keskilinjän konsolidaatiopainuman suuruutta savi- (siltti)pehmeiköllä voidaan arvioida kuvan 17. avulla. Painuman suuruuden arviointi perustuu pohjamaan vesipitoisuuteen. Nomogrammia laadittaessa on oletettu, että maa on normaalikonsolidoitunutta.

Esimerkki: Jos tiepenkereen korkeus on 2 m, savikon paksuus on 15 m ja saven vesipitoisuus on 120 % niin tiepenkereen konsolidaatiopainuman suuruus on kuvan 17. mukaisesti 1.5 m.

PENGERRKORKEUS H, m

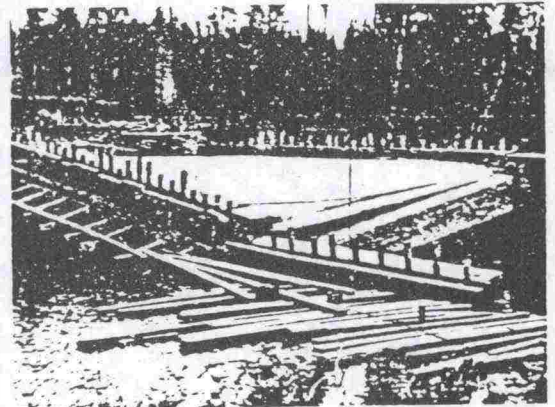
KUORMITUS kN/m^2

Kuva 17. Tiepenkereen keskilinan konsolidaatio-painuma savi-(siltti) pehmeiköllä.

2.6 Lujuusominaisuudet ja vakavuuslaskelmat

2.61 Kitka- ja koheesiomaiden lujuus

Kuormitettaessa maata riittävän suurella kuormalla (tiepen-ger, silta-antura) maa murtuu ja rakenne sortuu, kuva 18. Murtuminen tapahtuu usein liukupintaa pitkin, kuva 19. Maan murtuessa tai tiepenkereen sortuessa kuormituksen aiheuttama leikkausjännitys liukupinnalla ylittää maan leikkauslujuuden.



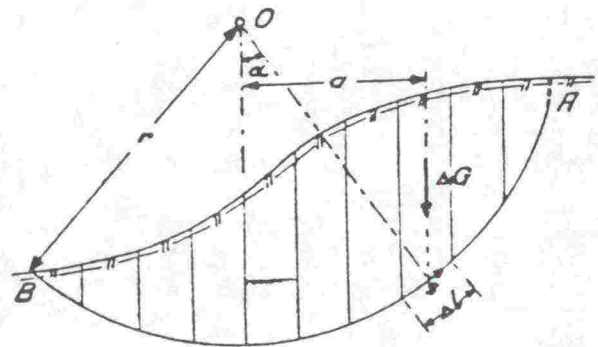
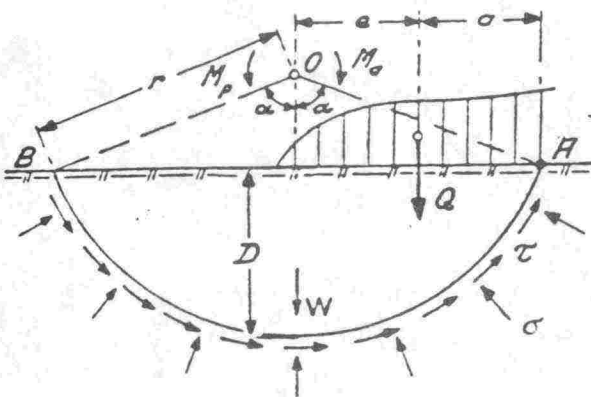
Kuva 18. Esimerkkejä sortumista.

Varmuus murtumista vastaan ilmaistaan varmuuskertoimella F , jolla tarkoitetaan maan leikkauslujuuden s ja liukupinnalla vaikuttavan leikkausjännityksen τ suhdetta $F = s/\tau$. Tavallisesti varmuuskerroin lasketaan kuitenkin passiivi- ja aktiivimomentin suhteena $F = M_p / M_a$, kuva 19.

$$\text{varmuuskerroin } F = \frac{M_p}{M_a}$$

$$F_s = \frac{r \sum (s \Delta l)}{\sum (\Delta W a)}$$

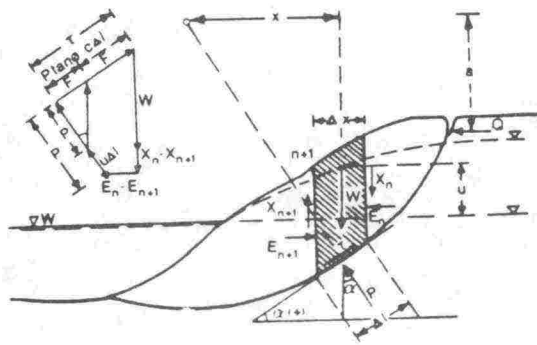
$$F = \frac{s}{\tau}$$



Kuva 19. Liukuympyrälaskelman periaate.

Maan murtumista vastustava leikkauslujuus muodostuu kitka-
mailla (louhe, sora, hiekka ja karkeat moreenit) kitkasta ja
savilla koheesiosta. Ns. välimalalajeilla (siltit, hienot mo-
reenit) leikkauslujuus muodostuu kitkasta ja koheesiosta.

Vakavuuslaskelmissa tarkastellaan yleensä ympyränmuotoisen
likupinnan rajoittaman "maakappaleen" tasapainotilaa, kuva
18. Liukuympyrämenetelmistä käytetyin on ns. Bishopin
menetelmä, jonka kaava on seuraava



$$F = \frac{1}{\frac{Qa}{R} + \sum W \sin \alpha} \left[c \Delta x + (W - u \Delta x) + (X_n - X_{n+1}) \right]$$

$$\tan \theta = \left| \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \theta}{F}} \right|$$

$$X_n - X_{n+1} \approx 0$$

Vakavuuslaskelmat suoritetaan joko ns. kokonaisjännityksiin
tai tehokkaisiin jännityksiin perustuvalla menetelmällä.

Kokonaisjännityksiin perustuvaa menetelmää kutsutaan myös
 $\phi = 0$ menetelmäksi. Sitä käytetään yleensä savikoille raken-
nettujen penkereiden vakavuuslaskelmissa. Tällöin saven ns.
suljettu leikkauslujuus s_u määritetään siipikairalla. Erit-
täin vesipitoisilla savilla on saatua leikkauslujuutta redu-
soitava maan hienousluvun tai juoksurajan perusteella.

Tehokkaisiin jännityksiin perustuvaa menetelmää kutsutaan
myös $c - \phi$ menetelmäksi. Sitä käytetään erityisesti leik-
kauksien pitkäaikaisen vakavuuden arviointiin ja vaihteittain-
pengertämällä rakennettavien tiepengerten vakavuuden arvioin-
tiin. Tehokkaisiin jännityksiin perustuvan menetelmän käytös-
sä on vaikeinta huokosvedenpaineen arviointi. Maan leikkaus-
lujuus s ilmaistaan kaavana

$$s = c + (\sigma - u) * \tan \phi$$

c = koheesio, kN/m^2

ϕ = maan kitkakulma

σ = normaali jännitys

u = huokosveden paine

Leikkauslujuusparametrit määritetään $c - \phi$ menetelmää var-
ten kolmiakselikokeella tai arvioidaan likimääräisesti luoki-
tusominaisuuksiin ja kairausvastustietoihin perustuen.

2.62 Merkitys eri rakenteilla ja maalajeilla.

Rakennettaessa tiepenkereitä tai -leikkauksia pehmeiköille
vakavuus on usein mitoittavana tekijänä. Tiepengerten ja

-leikkausten varmuuskerroinvaatimukset ovat [2]:

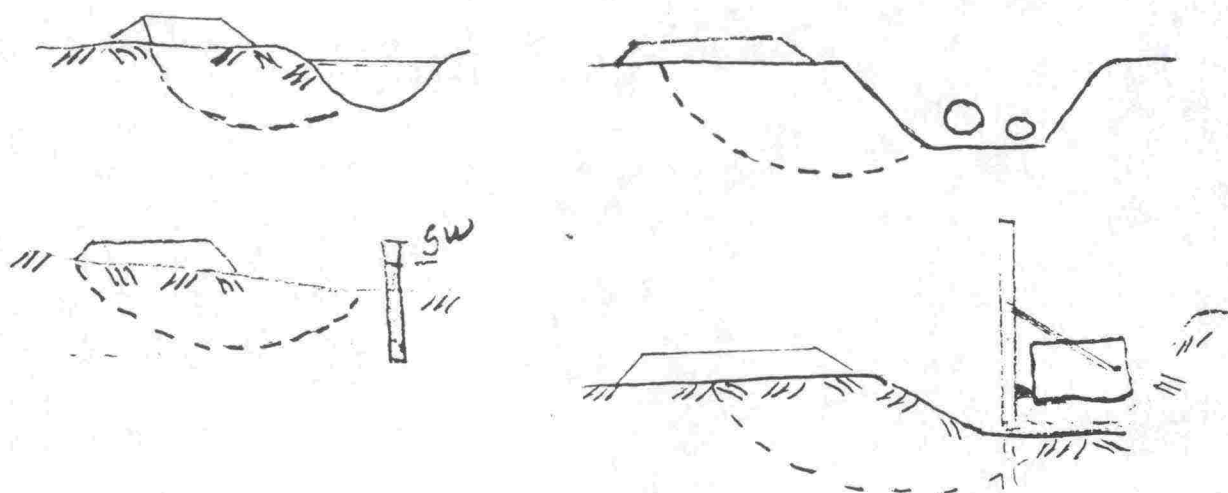
- työnaikainen $F > 1.3$
- käyttötila $F > 1.5$

Erittäin pehmeillä pohjamailla kannattaa erityisesti korkea-luokkaisten teiden penkereet suunnitella käyttäen varmuuskerroimen minimiarvona 1.7 ... 1.8, koska tällöin vältetään suuret leikkausjännitysten aiheuttamat plastiset muodonmuutokset, jotka ovat vaikeasti arvioitavissa.

Tiepenkereen vakavuus määräytyy heikoimman kerroksen mukaan. Jos pohjamaassa on erittäin pehmeä maakerros ($s = 3 \dots 7 \text{ kN/m}^2$) voi jo 1 m:n penkereen vakavuus ollaa liian pieni.

Pohjamaan ollessa kitkamaata vakavuus on yleensä riittäväkorkeillakin penkereillä.

Tiepenkereen tai tieleikkauksen vakavuus voi pienentyä huomattavasti seuraavista syistä, kuva 20.



Kuva 20. Tiepenkereen vakavuutta pienentäviä tekijöitä.

- vino maanpinta
- kohde vesistön vieressä
- tie kulkee syvän ojan tai muun kaivannon sivuitse
- alueella on arteesista pohjavesipainetta
- tien vieressä paalutetaan'

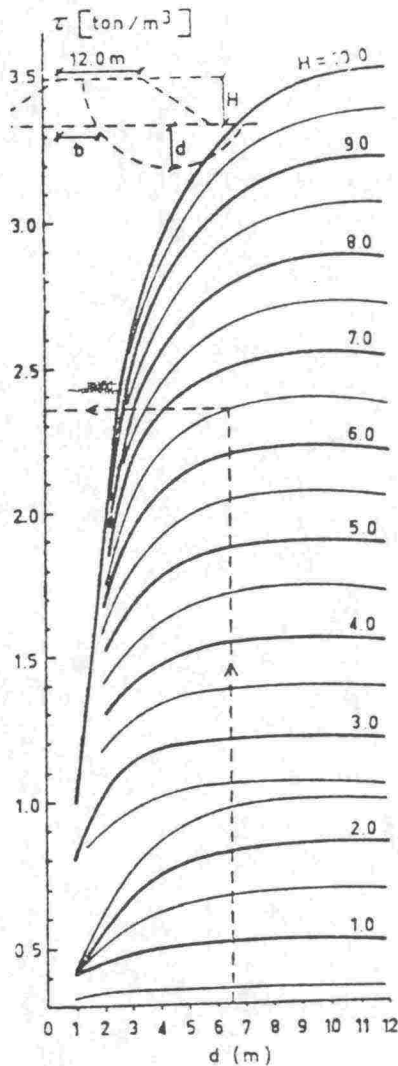
2.63 Vakvuuslaskelmista.

Tiepenkereen tai -leikkauksen vakavuuden suuruusluokka ja laskentatarve voidaan arvioida suoraan tutkimustuloksista aikaisempaan suunnittelukokemukseen perustuen. Luotettavimmin tämän tekee vakavuuslaskelmia suorittanut kokenut geotekninen suunnittelija.

Tiepenkereen ja -leikkausten vakavuuslaskentatavat voidaan ryhmitellä seuraavasti:

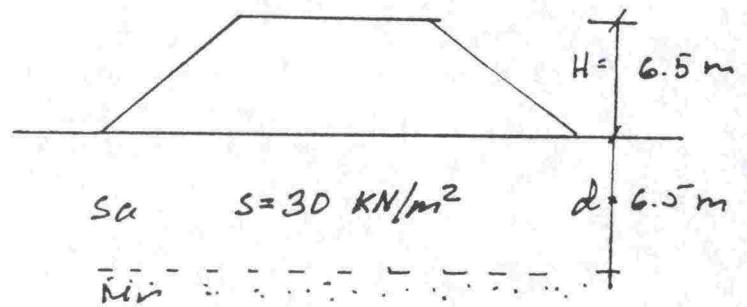
- kantavuuskaavaan perustuvat
- nomogrammeihin perustuvat
- liukupintalaskelmat
- elementtimenetelmään perustuvat

Kantavuuskaavoja ja nomogrammeja voidaan käyttää kun maanpinta on tasainen ja pohjamaa on homogeenista. Esimerkkinä nomogrammeista on kuva 21., jolla voidaan arvioida tiepenkereen vakavuutta. Vastaavia nomogrammeja on esitetty lisää lähteissä [1] ja [2] mm. leikkausluiskan vakavuuden arviointi.



Esimerkki

7



$$F = \frac{S}{\tau} = \frac{30 \text{ kN/m}^2}{25 \text{ kN/m}^2} = 1.2$$

Kuva 21/

Vaarallisimpaan liukupintaan tiepenkereen alla syntyvä leikkausluiska HAILIKARIN mukaan.

Liukupintalaskelmat suoritetaan nykyään tietokoneella TVL:ssa GEO-ATK:n vakavuuslaskentaohjelmaa käyttäen.

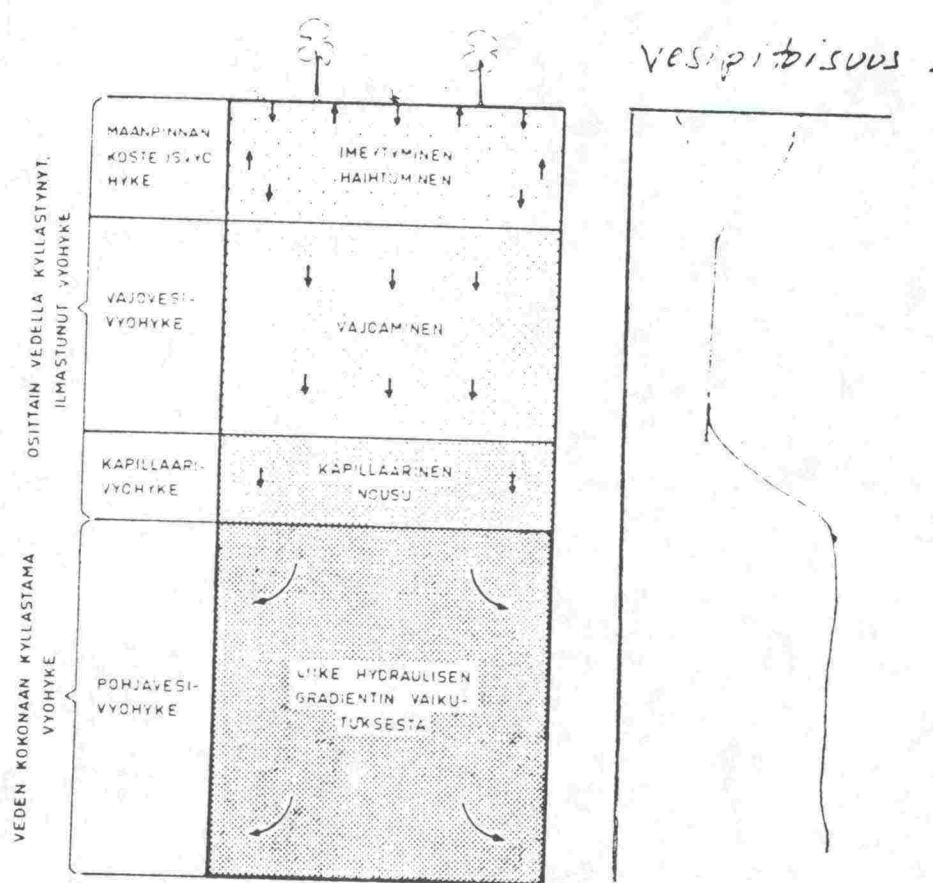
Nykyaikaisista lakentamenetelmistä huolimatta ehdoton edellytys onnistuneelle vakavuuden arvioinnille on, että tutkimukset ovat riittävän tarkat ja että kaikki vakavuuteen vaikuttavat tekijät käyvät ilmi maaperätutkimuspiirustuksista.

2.7. Vedenläpäisevyys ja pohjavesiselvitykset.

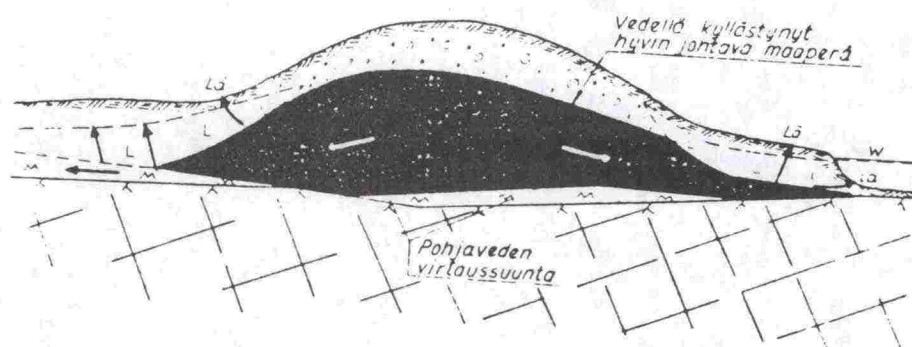
2.7.1 Pohjaveden esiintyminen

Tiehankkeiden yllätyksellisimmät ja vaikeimmat suunnittelu-kohteet liittyvät usein pohjaveteen. Tieleikkausten kaivaminen suunniteltuun tasoon on osoittautunut eräissä tapauksissa käytännössä mahdottomaksi. Joskus taas tiehankkeet ovat alentaneet pohjavettä haitallisin seurauksin.

Pohjavedellä tarkoitetaan sitä maaperän vettä, joka täyttää tietyn tason alapuolella kaikki huokokset ja joka liikkuu painovoiman vaikutuksesta. Maan vesihyöhykkeet käyvät ilmi kuvasta. 22.



Kuva 22. Maan vesivyöhykkeet.



Kuva 23. Esimerkki harjun pohjavesisuhteista.

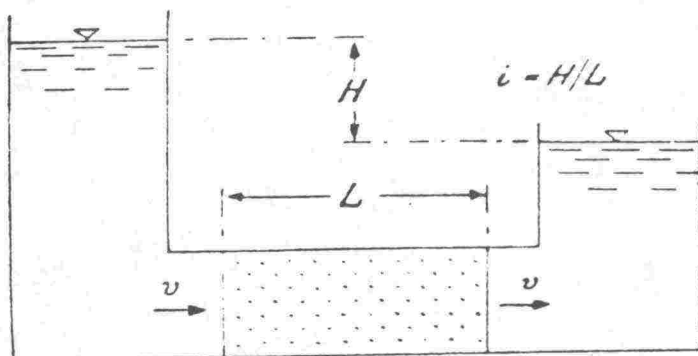
Kuva 23. Esimerkki harjun pohjavesisuhteista.

Pohjaveden pinta on Suomessa yleensä melko lähellä maanpintaa. Pohjaveden pinnan korkeus myötäilee maan pinnanmuodostusta, kuva 23.

2.72 Maan vedenläpäisevyys

Pohjavesisuhteisiin vaikuttaa ratkaisevasti maan pinnanmuodostuksen ohella maan vedenläpäisevyys.

Maan vedenläpäisevyys ilmaistaan vedenläpäisevyyskertoimella, jonka määritelmä käy ilmi kuvasta 24. Maan vedenläpäisevyyden ohjearvoja on esitetty taulukossa 4., josta käy ilmi vedenläpäisevyyden erittäin voimakas vaihtelu eri maalajien välillä; onhan esimerkiksi sora noin 10 miljoonaa kertaa vettä läpäisevämpää kuin savi. Maan vedenläpäisevyyden suuri vaihtelu on yksi syy pohjaveden aiheuttamiin yllätyksiin, koska esimerkiksi jo hyvin ohutkin sorakerros lisää maan vedenjohtavuutta erittäin paljon.



$$v = k i$$

k = vedenläpäisevyyskerroin

i = hydraulinen gradientti

v = veden virtausnopeus

Kuva 24. Maan vedenläpäisevyyden määrittäminen.

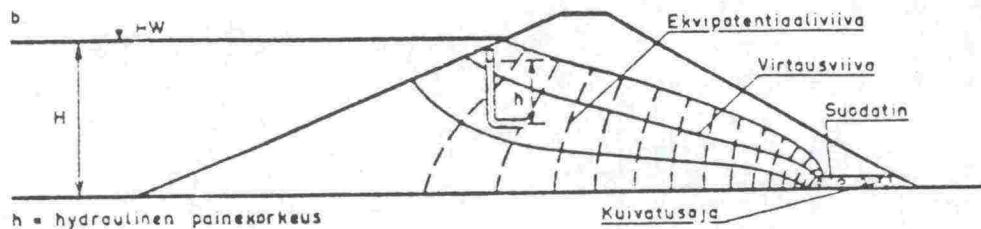
Taulukko 4. Vedenläpäisevyyskerroimen ohjearvoja eri maalajeille, [11].

Maalaji	Vedenläpäisevyyskerroin m/s	Vertailuarvo
Moreenit (lajittumattomat maat):		
Soramoreeni	$10^{-5} - 10^{-7}$	1000
Hiekkamoreeni	$10^{-6} - 10^{-8}$	100
Silttimoreeni	$10^{-7} - 10^{-9}$	10
Sedimentit (lajittuneet maat):		
Sora	$10^{-1} - 10^{-3}$	10 000 000
Hiekka	$10^{-2} - 10^{-6}$	100 000
Siltti	$10^{-5} - 10^{-9}$	100
Savi	$< 10^{-9}$	1

Arvioitaessa maan vedenläpäisevyyttä maan rakeisuuden perusteella käytetään perusteena tavallisimmin maan ns. hallitsevaa raekokoa d_{10} . Maan vedenläpäisevyys voidaan määrittää myös laboratoriossa. Luotettavimmin maan vedenläpäisevyys arvioidaan suunnittelukohteessa tehtävillä koepumppauksilla. Veden läpäisevyyttä voidaan arvioida myös koekuoppiin suotautuvan vesimäärän perusteella.

2.73 Veden virtaus maassa. Pohjannousu ja hydraulinen murtuma.

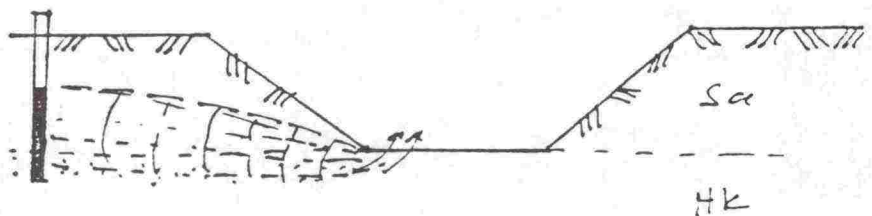
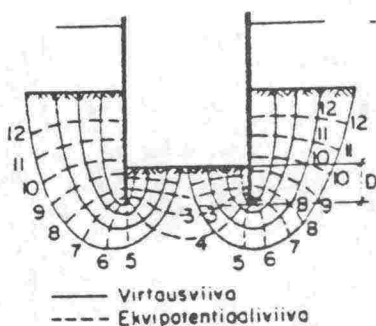
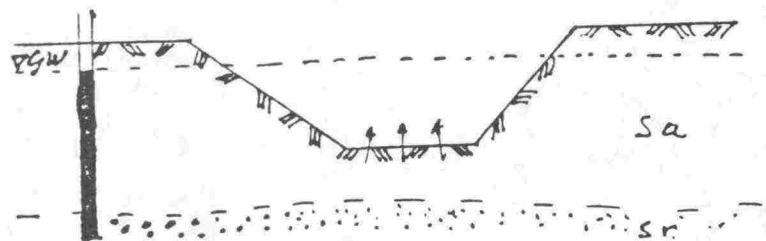
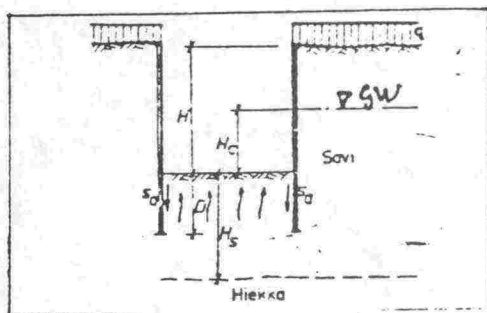
Pohjavesi liikkuu maassa tai maarakenteissa painovoiman vaikutuksesta. Veden virtausta maassa kuvataan virtaus- ja ekvipotentiaaliviivojen avulla, kuva 25., jotka määritetään esim. mallikokeilla tai nykyään yleensä elementtimenetelmälaskelmilla maarakenteen vedenläpäisevyyksiin perustuen.



Kuva 25. Virtausverkko.

Kaivettaessa savikolle leikkauksia voi pohjaveden paine aiheuttaa kuvan 26a. mukaisen pohjan nousun, joka voi esiintyä esimerkiksi putkijohtokaivannossa tai tieleikkauksessa. Jos vesipaine savikerroksen alapuolisessa läpäisevässä kerroksessa on saven alapintaan verrattuna suurempi, kuin savikerroksen paino, niin vesipaine nostaa savikerroksen "ylös" ja murttaa pohjan.

Hydraulisessa murtumassa, kuva 26b. maarakeisiin kohdistuva virtauspaine on suurempi, kuin niiden paino. Tällaisella pohjalla ei ole lainkaan kantokykyä.



Kuva 26 a. Pohjannousu

b. Hydraulinen murtuma.

2.74 Pohjavesiselvitykset.

Suunniteltaessa pohjaveden pinnan alapuolelle ulottuvia tieleikkauksia joudutaan arvioimaan pohjaveden alentamisen vaikutuksia. Vaikutusten arviointiin riittää usein yleispiirteinen tieto maaperä- ja pohjavesisuhteista. Vaativissa kohteissa laaditaan pohjavesiselvitys. Vaativia kohteita ovat mm. pohjaveden alennukset:

- rakennusten läheisyydessä
- vedenottamojen läheisyydessä
- harjuaalueilla
- jos pohjavesipinta alennetaan läheisen vesistön pinnan alapuolelle

Pohjavesiselvityksissä määritetään pohjaveden alentamisen vaikutusalue, arvioidaan vaikutukset ympäristöön, otetaan kantaa hankkeen toteutettavuuteen ja pohjaveden suojaustarpeeseen. Pohjavesiselvitysten sisältö ja tutkimusmenetelmät vaihtelevat tapauskohtaisesti. Vaativien pohjavesiselvitysten laatimiseen kannattaa käyttää hydrogeologia.

Kohtaan 2. Geomekaniikka liittyvää kirjallisuutta.

- [1] RIL 157-I Geomekaniikka I.
- [2] TVH, Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita, osa IV. Hellsinki 1972
- [3] TVH, Standardin SFS 4315 Pohjarakennusohjeet soveltaminen siilansuunnittelussa. TVH 722 068. Helsinki 1982.
- [4] TVH: GEO-ATK, käyttöohje.
17.4.1989

3. POHJATUTKIMUKSET

3.1 Pohjatutkimusmenetelmät

3.1.1 Yleistä

Kairauskalusto on alkuaikojen ihmisvoimalla käytettävästä koneellistunut ja automatisoitunut. Täry- ja porakonekairat sekä moottorikäyttöiset painokairat otettiin maassamme käyttöön 1960-luvulla. Vuonna 1977 otettiin Suomessa käyttöön ensimmäinen maastossa oman moottorin voimalla kulkeva monitoimikaira. Monitoimikairassa kairaustoiminnot saavat voiman hydraulisista. Monitoimikairat ryhmitetään kolmeen kokoluokkaan: kevyt, keskiraskas ja raskas. Kevyt yksikkö soveltuu paino- ja heijarikairaukseen sekä näytteenottoon. Keskiraskaalla yksiköllä voi tehdä myös porakone- ja timanttikairauksia. Raskas yksikkö soveltuu porakone-, maaputki- ja timanttikairaukseen sekä näytteenottoon. Kairaukselliset on

nykyisin mahdollista myös tallentaa automaattisesti tietokoneelle syötettävässä muodossa ja piirtää atk-laitteistolla suoraan kartta- ja leikauspiirustuksiksi.

Seuraavassa on käsitelty lyhyesti yleisimmät pohjatutkimusmenetelmät. Meillä vähemmän käytetyt puristinakiraus, SPT-kairaus, pressometrikoe ja ruuvilevy jätetään tässä käsittelemättä.

3.1.2 Koekuoppa

Moreenimaalajeissa ja kivisissä hiekka- ja soramaalajeissa on koekuoppa luotettavin ja yksinkertaisin menetelmä maakerrosten rakenteen ja kallionpinnan sijainnin selvittämiseksi. Traktorikaivureita käytettäessä on pohjavedenpinnan yläpuolella mahdollista päästä n. 4 m:n syvyyteen.

Koekuopan avulla voidaan selvittää kallionpinnan sijainti, maalajien kerrosrajat, usein pohjavedenpinnan sijainti sekä saada erittäin luotettavat näytteet.

3.1.3 Painokairaus

Painokairaus on staattinen kairausmenetelmä, jossa kaira tungetaan maahan kuormittamalla sitä erisuuruisilla painoilla sekä kiertämällä. Painoilla kuormitettaessa haetaan kuormitussarjaa 0.05, 0.15, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00 kN käyttäen kullakin syvyydellä pienin kuormitus, jolla kaira kaira tunkeutuu maahan kiertämättä. Kun kaira ei enää painu, jatketaan kairauksia kiertämällä tankoja (100 kN:n painoilla kuormitettuna) ja kirjaamalla kunkin 0,2 m:n painumaan tarvittujen puolikierrosten lukumäärä. Tiiviit ja kiviset maakerrokset voidaan yrittää läpäistä lyömällä kairaa puu- tai muovinuijalla. Tulokset esitetään kairausvastuspiirroksina leikkauspiirustuksissa (kuva 1).

Ensimmäiset kannettavat koneelliset painokairauskalustot olivat polttomoottorikäyttöisiä. Näiden rinnalle on tullut hydraulikäyttöiset laitteet, joiden etuna on kairauksen tärinätömyys. Kuormitus saadaan aikaan käsikalustolla painoteli-

neen kannattamalla irtopainoilla ja moottorikairoilla koneen ja kairaaajien painosta kuormitusmittarin avulla.

Painokairaustulosten perusteella voidaan arvioida maakerrosten rajat sekä keskinäiset tiiviyserot. Käsikairauksessa voidaan lisäksi arvioida maalajeja äänen perusteella. Jos tunnetaan myös kerroksen maalaji, voidaan arvioida kerroksen rakenteellista tiiveyttä. Kallionpinnan luotettava määrittäminen ei yleensä ole painokairauksella mahdollista. Menetelmää käytetään kaikissa maalajeissa, mutta se soveltuu erityisesti hienorakeisiin maalajeihin sekä kivettömiin löyhiin ja keskittiiviisiin hiekkamaalajeihin.

Savimaalajeilla kuivakuorikerroksen alapuolella painokaira painuu useimmiten painoilla kuormittaen. Silteillä varsinkin pohjavedenpinnan alapuolella kaira painuu kiertämättä. Kitka- mailla kairaa on aina kierrettävä ja painumisnopeus riippuu maan suhteellisesta tiiveydestä. Sorassa ja moreenissa kaira pysähtyy usein kiviin, jotka voidaan ohittaa lyömällä. Kuvassa 3 on esitetty kairausdiagrammeja ja niiden tulkinta.

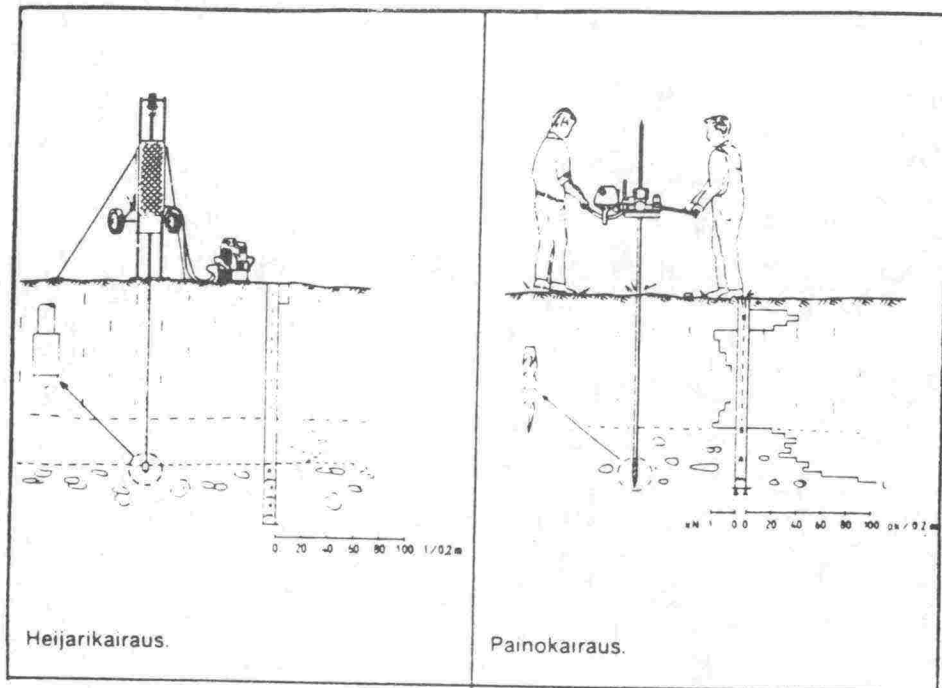
3.1.4 Heijarikairaus

Heijarikairaus on dynaaminen kairausmenetelmä, jossa kaira tunkeutuu maahan heijarin lyöntien vaikutuksesta. Siinä tangon päässä olevalle iskutyynylle pudotetaan 63.5 kg:n heijari 0.5 m:n korkeudesta. Kiran kärkenä käytetään pyöreitä irtokärkiä, joiden kärkikulma on 90°. Kairausvastus saadaan kairan tunkeutumiseen syvyysyksikköä kohti tarvittavien lyöntien määrästä. Tulokset esitetään kairausvastuspiiroksina leikkauspiirustuksissa (kuva 1).

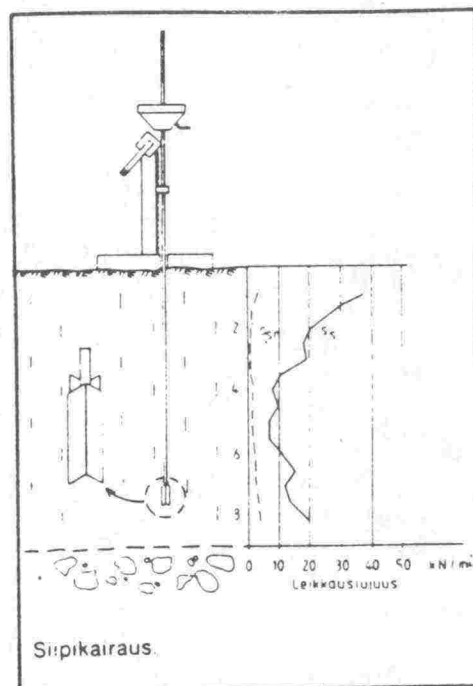
Heijarikairauksella voidaan karkearakeisissa maalajeissa ja moreenimaalajeissa tiiviydeltään erilaiset maakerrokset erottaa toisistaan. Jos lisäksi maalaji on tiedossa, voidaan arvioida myös kerroksen rakenteellista tiiveyttä. Taulukossa 1 on esitetty eri maalajeille tyypillisiä heijarikairausvastuksen arvoja. Löyhempien maakerrosten alla olevan kiinteän pohjan sijainti voidaan heijarikairauksella selvittää melko luotettavasti esimerkiksi lyöntipaalujen tunkeutumisvyyden arvioimiseksi. Savi- ja silttimaalajien geoteknisistä ominaisuuksista heijarikairaus ei anna selvää kuvaa. Maakerrosrajojenkin selville saaminen on huomattavasti epävarmempaa kuin painokairauksella. Kallion ja lohikareen erottaminen toisistaan on heijarikairauksella useimmiten epävarmaa. Kuvassa 3 tulkituista kairausdiagrammeista yksi on heijarikairaus.

	Heijarikairausvastus lyöntiä/0.2 m		
	löyhä	keskittiivis	tiivis
hieno hiekka	<20	20-40	>40
hiekka	<15	15-25	>25
sora	<10	10-20	>20
moreeni	<60	60-150	>150

Taulukko 1.



Kuva 1



Kuva 2

3.1.5 Porakonekairaus

Porakonekairauksessa kairatanko porataan maahan isku- ja pyörityisperiaatteella toimivalla porauslaitteella käyttäen apuna ilma- tai vesihuuhdeltua. Vesistöissä ja paksujen maakerrosten läpi kairattaessa on käytettävä suojaputkea. Porausta jatketaan yleensä vähintään 3 m syvälle kallioon sen varmistamiseksi, ettei kysymyksessä ole lohkare.

Porakonekairaukset tehdään tuotantolouhintoihin suunnitelluista porauslaitekomponenteista muodostetuilla paineilma- tai hydraulisilla laitteilla tai hydraulisilla monitoimikairoilla. Tärkeimmät tutkimuskäyttöön soveltuvan porakoneen tehokkuuteen vaikuttavat tekijät ovat vääntömomentti ja ilma- tai vesihuuhdeltun teho.

Porakonekairausta käytetään kallion pinnan määrittämiseen varsinkin silloin, kun kallion pinnalla on vaikeasti läpäistäviä maakerroksia. Porauksen aikana tehtyjen havaintojen perusteella voidaan lisäksi likimäärin arvioida maakerrosten maalajeja ja lohkareisuutta.

3.1.6 Tärykairaus

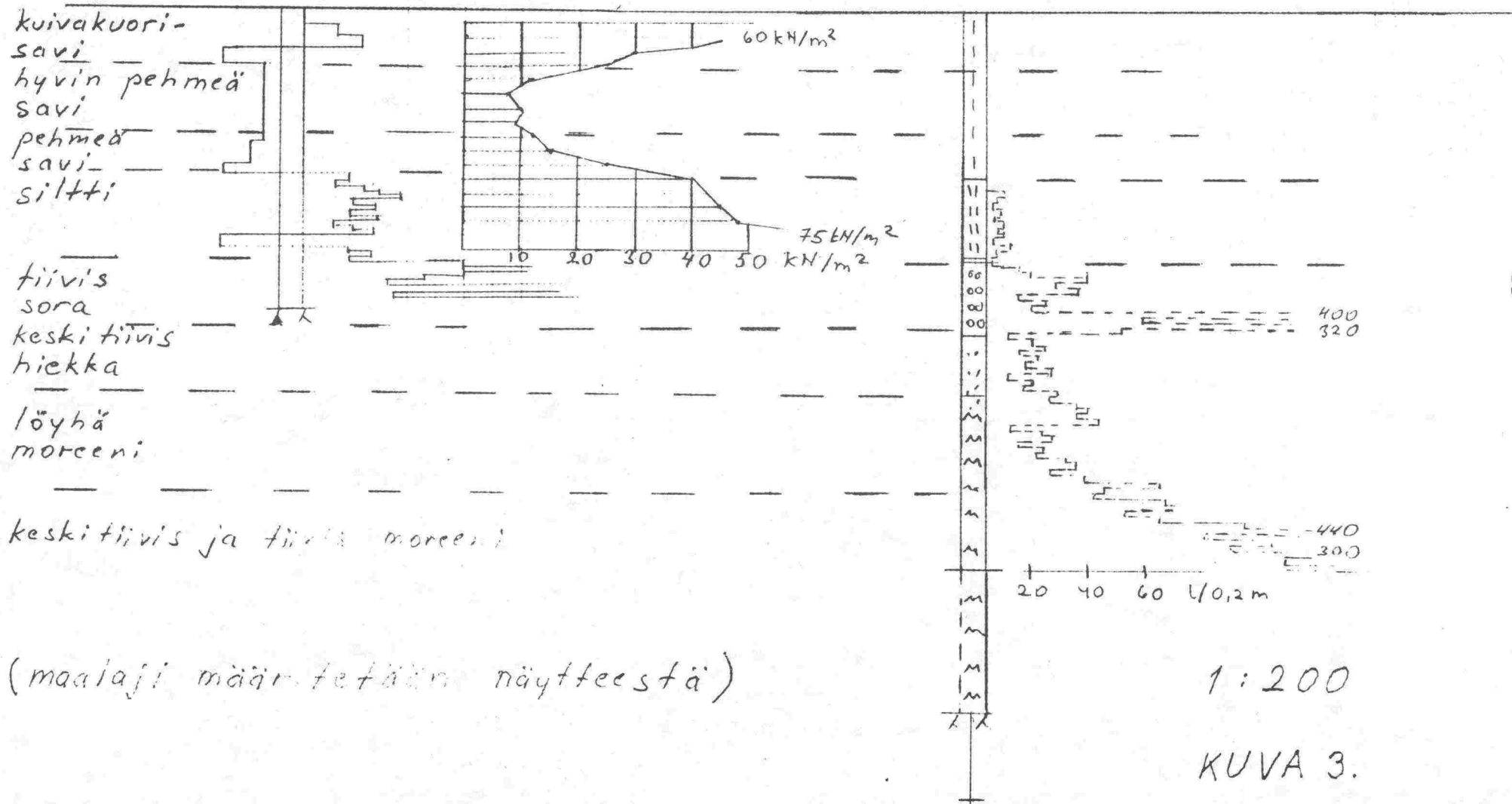
Tärykairaus on kevyellä porauskalustolla suoritettava dynaaminen kairausmenetelmä, missä kaira tungetaan maahan koneella aikaansaatavan tärytyksen avulla koneen oman painon kuormittaessa tankoja.

Tärykairaus soveltuu erityisesti määräsyvyyteen ulottuviin kairauksiin silloin, kun halutaan varmistua siitä, että kallio ei ole tiettyä tasoa ylempänä. Kallionpinnan sijaintia ei tärykairauksella ole mahdollista yleensä luotettavasti selvittää.

3.1.7 Siipikairaus

Siipikairauksella määritetään koheesio- ja silttimaalajien suljettu leikkauslujuus. Tankoihin kiinnitetty siipi painetaan miesvoimin tai erityisen painamislaitteen avulla tutkimussyvyyteen. Kun siipeä kierretään maassa, leikkautuu siipien välissä oleva lieriön muotoinen maamassa irti sitä ympäröivästä maasta. Leikkauspiirustuksissa tulos esitetään kuvan 2 mukaisena diagrammina. Suljettu leikkauslujuus lasketaan mitatun vääntömomentin ja leikkautuneen lieriön vaipan alan perusteella. Kuvassa 3 on tulkittu myös siipikairaus.

Siipikairoissa on käytetty erittäin vaihtelevaa kalustoa. Niissä on yleensä neljä pääosaa: momentinmittauslaite, tangot (ja suojaputket), siipiputki ja siipi. Parhaana mittalaitteena pidetyt piirturimittarit ovat syrjäyttämässä lukemalaitteella varustetut mittarit. Piirturimittarilla kairauksesta saadaan selville koko jännitys-muodonmuutosdiagrammi. Siiven korkeus on tavallisesti kaksi kertaa sen leveys. Yleisimmät mitat ovat 65x130 mm (standardisiipi) ja 55x110 mm.



3.1.8 Näytteenotto

Laboratoriossa tehtäviä geoteknisiä tutkimuksia varten maasta otettavat näytteet jaetaan tavallisesti häiriintyneisiin ja häiriintymättömiin. Häiriintyneessä näytteessä maan sisäinen rakenne on rikkoutunut, mutta kaikki maalajin aineosat ovat tallella. Häiriintymättömässä näytteessä maa on näytettä otettaessa häiriintynyt niin vähän, että tämän voidaan katsoa edustavan luonnontilaista maata.

Häiriintyneiden näytteiden ottamisessa käytetyt kierre-, lapio- ja pienoismäntäotin kiinnitetään tavallisesti painokairan tankoihin. Heijarikairalla voidaan häiriintyneitä näytteitä ottaa mäntäottimella tai järeällä ns. sydännäyteottimella. Tiiviistä moreeneista saa parhaiten näytteen maaputkikairakalustoa käyttäen.

Häiriintymättömät näytteet otetaan mäntäotintyyppisillä ottimilla, jotka näytteenottosyvyyteen painamisen jälkeen täytetään maalla kiinnittämällä mäntä liikkumattomaksi ja työntämällä näytteenottoputkea alaspäin. Häiriintymättömien näytteiden otossa käytettäviä mäntäotintyyppisiä ovat ST I, ST II ja norjalaistyyppinen otin.

3.1.9 Pohjavesihavainnot

Jokaiseen pohjatutkimukseen tulisi kuulua osana pohjaveden pinnan mittaaminen. Suuren alueen pohjaveden korkeustasosta saadaan alustava käsitys vesistöjen ja kaivojen vedenpinnoista. Parhaiten mittaus tapahtuu havaintoputkesta, jonka siiviläosa on asennettu pohjavedenpinnan alapuolella olevaan hyvin vettä johtavaan kerrokseen. Huonosti vettä läpäisevässä maassa pohjavedenpinnan (huokosvedenpaineen) määrittämiseen on käytettävä huokosvedenpaineen mittaukseen soveltuvaa kalustoa.

Pohjaveden pysyvä tai työnaikainen alentaminen edellyttää usein laajemman pohjavesiselvityksen tekemistä. Tällöin esimerkiksi suodatinputkikaivosta pumpattavien vesimäärien ja vaikutusalueelle asennetuista pohjavesiputkista tehtyjen korkeushavaintojen avulla arvioidaan pohjavedenpinnan alentamisen vaikutuksia ympäristössä.

3.1.10 Geofysikaaliset menetelmät

Geofysikaalisista tutkimuksista on pohjatutkimuksissa yleisin seisminen luotaus. Se soveltuu erityisesti laajojen alueiden alustaviin tutkimuksiin tai paksujen vaikeasti läpäistävien kerrostumien alla olevan kalliopinnan määrittämiseen. Usein voidaan selvittää myös maakerrosrajat ja pohjavedenpinnan sijainti. Muita jonkin verran käytettyjä menetelmiä ovat sähköiset ja akustiset luotaukset.

Maaperään lähetettyjen radioaaltojen heijastumien mittaavan maatutkan käyttöä pohjatutkimuksiin tutkitaan parhaillaan. Menetelmä perustuu siihen, että radioaallon etenemisnopeus on riippuvainen maalajista. Eri maalajien rajapinnasta osa aalloista heijastuu takaisin.

3.3 Menetelmävalinnat ja ohjelmointi

Pohjatutkimusmenetelmän valintaan ja tutkimusten määrään vaikuttavat suunniteltava rakenne, maaperän laatu ja suunnitteluvaihe.

suunniteltava rakenne	tieleikkaus tiepenger silta
maaperän laatu	koheesiomaa kitkamaa kivisyys ja tiiveys vesiolosuhteet
suunnitteluvaihe	pääsuuntaselvitys yleissuunnitelma tie- ja rakennussuunnitelma

Tutkimukset tehdään yleensä vaiheittain suunnitteluvaiheen tarkkuuden edellyttämässä laajuudessa. Kunkin vaiheen pohjasuhteista aiheutuvat toimenpiteet ja kustannukset tulee riittävällä tarkkudella pystyä ottamaan huomioon. Pääsuuntaselvitystä ja yleissuunnitelmaa tehtäessä pyritään

löytämään rakenteelle edullisin sijainti ja geometrinen muoto. Suunnittelu aloitetaan perehtymällä alueelta saatavissa olevaan valmiiseen materiaaliin kuten perus- ja geologisiin karttoihin ja aikaisemmin tehtyjen pohjatutkimusten tuloksiin. Tämän materiaalin, mahdollisen ilmakuvatulkinnan ja maastotarkastelujen avulla hankitaan kokonaiskuva maaperäolosuhteista. Jo tässä vaiheessa on usein tarvetta myös pohjatutkimusten tekemiseen.

Suurimpien leikkauksien maalaji ja kallion pinnan asema on tarvittaessa selvitettävä. Mikäli kallion pinta on syvällä, on seisminen luotaus usein tehokas ja riittävä tämän vaiheen tutkimusmenetelmä. Mikäli kallion päällä otaksutaan olevan vain vähän maakerroksia, on koekuoppa luotettava menetelmä. Edullisimman sijainnin löytämiseksi on jo suunnittelun alussa hankittava tarkempaa tietoa pehmeikköjen laadusta ja syvyydestä. Pääasiallisin tutkimusmenetelmä on meillä vielä painokairaus täydennettynä parilla siipikairauksella/pehmeikkö. Myös näytteitä on otettava jo tässä vaiheessa. Useimmiten riittää muutama häiriintynyt näytesarja, joista tutkitaan maalaji ja vesipitoisuus. Tarvittava painokairausmäärä vaihtelee huomattavasti tapauksesta riippuen, mutta 1 kairaus/ha antaa usein hyvän yleiskuvan maaperästä. Myös pisteiden sijoittelussa on otettava huomioon kunkin hankkeen erityispiirteet (pakkopisteet, aikaisemmat tiedot jne.). Siltojen perustamistavalla on tässä vaiheessa merkitystä vain suurien siltojen osalta.

Tie- ja rakennussuunnitelman tekemiseksi alustavia pohjatutkimuksia täydennetään valituksi tulleeella linjalla. Leikkauksissa kallion pinta pyritään määrittämään melko tarkkaan joka kohdassa. Myös leikattava maalaji on poikkeuksetta selvitetty. Sopiva kairauspisteväli on keskilinjalla 20 m, minkä lisäksi tutkitaan poikkileikkauksia 20 ... 100 metrin välein. Mikäli tutkimuksissa on käytetty myös jotakin geofysikaalista menetelmää, voidaan tyytyä muutamien tarkistusluonteisten kairausten tekemiseen. Valittava kairausmenetelmä riippuu maalajista ja kerrospaksuudesta: paksut ja tiiviit kerrokset läpäistään porakonekairalla ja ohuimmat esimerkiksi kaivamalla koekuoppa tai tärykairalla. Tarvittaessa on myös kallion käyttökelpoisuus suunniteltuun tarkoitukseen selvitetty seismisellä luotauksella tai timanttikairauksella. Koheesiomaaleikkauksissa on varmistuttava luiskien vakavuus ja tarvittaessa tehtävä siipikairauksia tai otettava häiriintymättömiä näytteitä kolmiaksaalikokeita varten. Pohjavedenpinnan korkeus on leikkauksissa aina selvitetty esimerkiksi pohjavesiputkista.

Penkereiden alle jäävien maakerrosten kantavuus-, routivuus- kokoonpuristuvuusominaisuudet on selvitetty niin, että tie pystytään suunnittelemaan ja rakentamaan asianmukaisesti. Kitkamaan kantavuus on tiepenkereen alustana käytännöllisesti

katsoen aina riittävä. Pohjatutkimusmenetelmänä on käyttökelpoinen koekuoppa ajoradan kohdalle 20 ... 100 m välein. Näytteistä tutkitaan rakeisuus ja koheesio- ja välimaalajeista vesi- ja humuspitoisuus. Mikäli pohjamaa on moreenia, ei syvemmälle ulottuvia kairauksia pengerkohdilla tarvita. Lajituneiden kitkamaiden alla sen sijaan voi toisinaan esimerkiksi harjujen reunoilla olla koheesiomaata, jolloin tutkimusta täydennetään vielä esimerkiksi muutamalla painokairauksella ko. kohdalla.

Mikäli penkereen alle jäävä pohjamaa on heikosti kantavaa ja voimakkaasti kokoonpuristuvaa koheesiomaata on penkereen perustamissuunnitelman tekemiseksi tehtävä pehmeikkötutkimus. Se voi käsittää esimerkiksi painokairauksia tielinjan poikkileikkauksissa maasto-olosuhteista riippuen 20 ... 60 m välein. Poikkisuunnassa sopiva pistetiheys on 5 ... 15 m ja kairaukset tulee ulottaa 10 ... 20 m penkereen reunan ulkopuolelle. Leikkauslujuustietojen hankkimiseksi on tehtävä siipikairauksia joka 3 ... 4 tutkimuspisteessä. Mikäli kokoonpuristuvuusominaisuudet on tarpeen selvittää, otetaan häiriintymättömiä näytesarjoja esimerkiksi 200 ... 400 m välein.

Siltapaikkatutkimusten tekemiseksi on vuonna 1989 valmistunut Siltojen pohjatutkimusohje (TVH 733336).

3.4 Pohjatutkimustulosten esittäminen

Pohjatutkimuksista saatu aineisto sisältää täydellisenä käytökelpoiseen muotoon käsiteltynä seuraavat osat:

- kartta
- leikkauspiirustukset
- yhteenvetotulokset laboratorionkokeista
- sanallinen pohjatutkimusselostus tutkimuksista ja pohjasuhteista

Karttaan ja leikkauspiirustuksiin merkitään tehdyt tutkimukset ja tutkimustulokset käyttäen SGY:n pohjatutkimusmerkintöjä (liite 1). Leikkauspiirustuksissa on kiinnitettävä huomiota siihen, että maanpintatiedot ulottuvat riittävän etäälle rakenteen kummallekin puolelle: esimerkiksi lähellä olevan uoman pohjan korkeustiedot on esitettävä. On myös huolehdittava siitä, että pohjatutkimuksia on riittävästi maakerrosrakenteiden määrittämiseksi koko alueelle. Yksittäinen painokairadiagrammi ei geoteknisen suunnittelun pohjaksi riitä.

Tie- ja rakennussuunitelman karttaan ei pohjatutkimuksia yleensä merkitä muiden merkintöjen runsauden takia. Pituusleikkauksessa esitetään kairausdiagrammeja ja näytetuloksia käytettävissä olevan tilan mukaan kiinnittäen huomiota esityksen selkeyteen. Paalukohtaisissa poikkileikkauksissa esitetään kaikki kairausdiagrammit ja näytetulokset. Niiden mittakaava on 1:200 ja pituus- ja korkeusmittakaavan on oltava sama. Poikkileikkauksissa on mahdollista esittää myös näytteiden rakeisuuskäyrät.

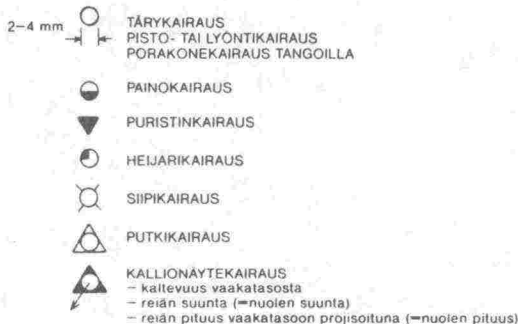
KIRJALLISUUSLUETTELO KOHTAAN 3

Kairausopas I-V, Suomen geoteknillinen yhdistys
 Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita, osat I-V,
 TVH 2.660
 Siltojen pohjatutkimusohje, TVH 733336
 Pohjarakenteet, RIL 166

POHJATUTKIMUSMERKINNÄT

A. POHJATUTKIMUSMERKINNÄT KARTOILLA

KAIRAUKSET



Merkkien koko voidaan valita kartan mittakaavan mukaan.
Suositeltavat koot ovat:

1:100 - 1:1000 1:500 - 1:5000 1:4000 - 1:10000
4 mm 3 mm 2 mm

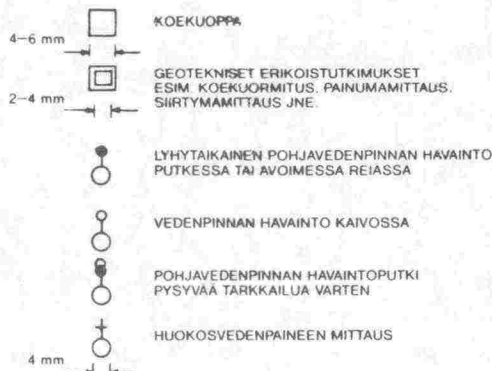
GEOFYSIKAALISET LUOTAUSLINJAT ESIM.



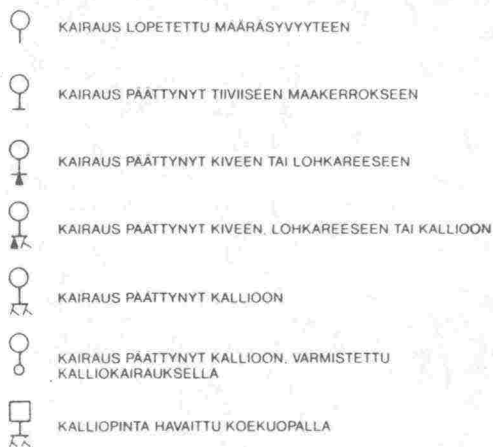
NÄYTTEENOTTO



MUUT TUTKIMUKSET



KAIRAUSTEN PÄÄTTYMINEN



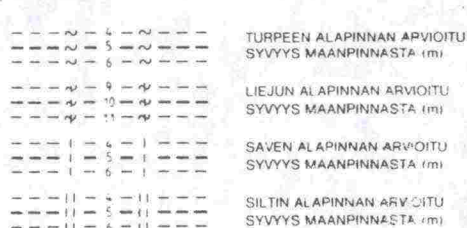
KORKEUSKÄYRÄSTÖT



KOORDINAATTI- JA KORKEUSTASOTIEDOT

Tutkimuksen tunnusnumero	W +10,0 ... +10,7 Pohjaveden pinta pohja-
Kairauspisteen koordinaatit	16,3 - 30,9,74 vesiputkessa korkeudella
Maakerroksen alapinnan syvyys maan pinnasta (m)	+10,0 +10,7 aikana
Kalliopinnan syvyys maan pinnasta (m)	16,3 - 30,9,74
	+46,3 (N 60)
	+45,0 Sq
	+38,8 Hk
	+36,3 Mr
	+36,3 Ka
	+33,3
	Maanpinnan korkeustaso (korkeusjärjestelmä)
	Maakerroksen alapinnan korkeustaso
	Kalliopinnan korkeustaso
	Kalliokairauksen tai -porauksen päättymistaso

SYVYYSKÄYRÄSTÖT



MAALAJIALUEET

Maalajiryhmä

lyhennys
E ELO-
PERAISET
MAALAJIT

H HIENO-
RAKEISET
MAALAJIT

K KARKEA-
RAKEISET
MAALAJIT

M MOREENI-
MAALAJIT

Maalaji

lyhennys rasteri väri
Tv ~ ~ ~ ~ harmaa TURVE

Lj ~ ~ ~ ~ tumman
harmaa LIEJU

Sa ~ ~ ~ ~ sininen SAVI

Si ~ ~ ~ ~ violetti SILTTI

Hk ~ ~ ~ ~ keltainen HIEKKA

Sr ~ ~ ~ ~ vihreä SORA

Mr ~ ~ ~ ~ ruskea MOREENI
siltti-, hiekka-
soramoreeni

Tä ~ ~ ~ ~ pohjoimaan
värä TÄYTEMAA

Ka ~ ~ ~ ~ punainen KALLIOINEN
ALUE

~ ~ ~ ~ ~ KALLIO-
PALJASTUMA

MAALAJIALUEEN RAJA

Kartalla

lyhennys rasteri väri
Hk Sa Kelt SIN



Hiekan päällä
olevan savikerroksen
paksuus yli 1 m

Reuna-alue

Hk Sa Sa Kelt SIN Kelt SIN



Hiekan päällä olevan
savikerroksen paksuus
1... h m, kerrospaksuus
h valitaan siten, että
aluejako parhaiten palvelee
geoteknistä suunnittelua

Lievealue

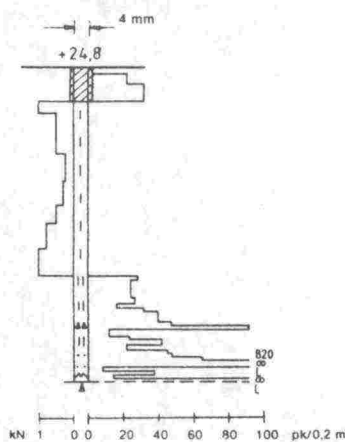
Hk Sa Sa SIN Kelt Kelt SIN SIN



Saven päällä oleva
hiekan lievealue.
Hiekkakerroksen
paksuus yli 1 m.

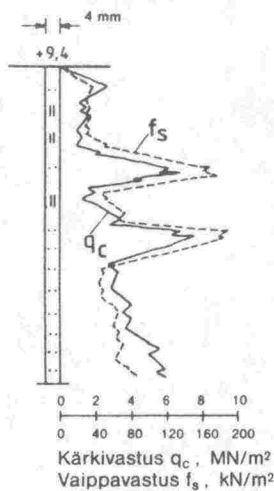
B. POHJATUTKIMUSMERKINNÄT LEIKKAUKSISSA

PAINOKAIRAUS

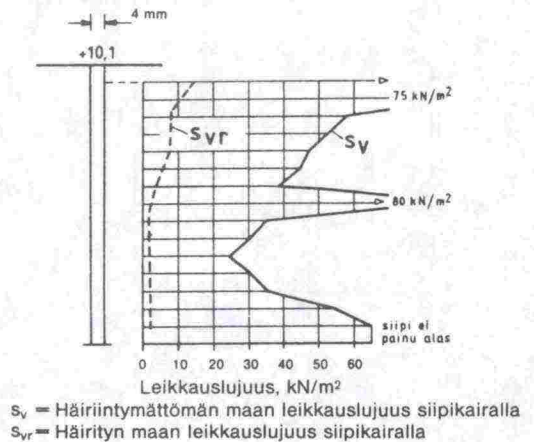


1 kN = 10 mm
20 puolikierrosta/0,2 m = 10 mm

PURISTINKAIRAUS

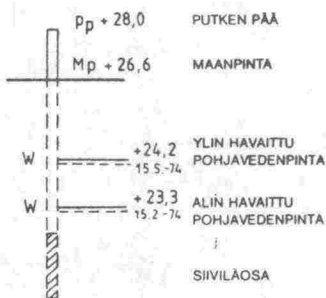


SIIPIKAIRAUS

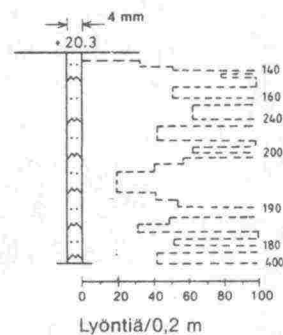


POHJAVESIPUTKI

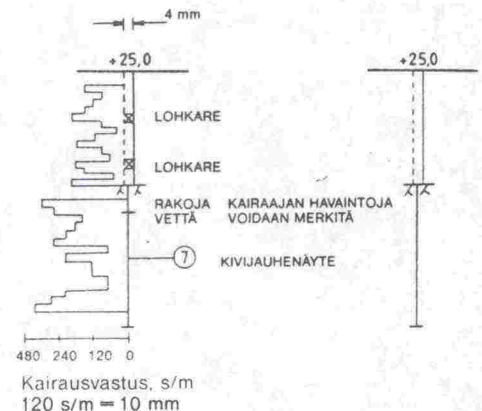
HAVAINTOVÄLI 1 ... 30.11.1974



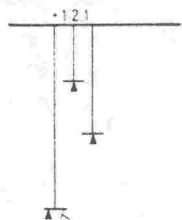
HEIJARIKAIRAUS



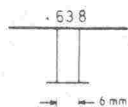
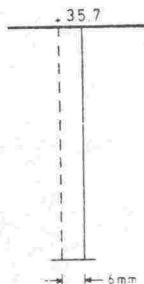
PORAKONEKAIRAUS TANGOILLA



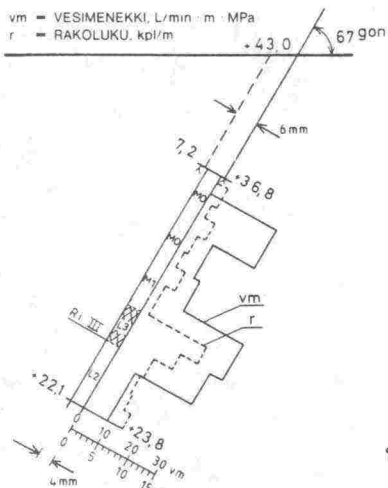
TÄRYKAIRAUUS



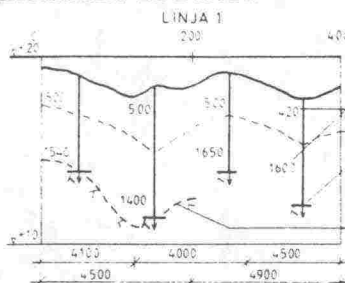
KOEKUOPPA

PUTKIKAIRAUUS
PORAKONEELLA
TAI JUNTATEN

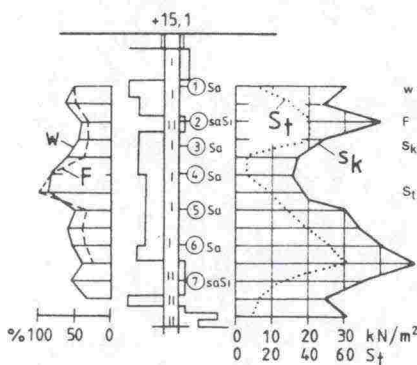
KALLIONÄYTEKAIRAUUS



SEISMINEN LUOTAUS



MAANOPEUKSIA m s
ARVIOITU MAAKERROKSEN
RAJA
PISTETULKITTU
KALLIOPINTA
PROFILITULKITTU
KALLIOPINTA
PINTAKALLIONOPEUS m s
SYVAKALLIONOPEUS m s

NÄYTTEENOTTO JA
LABORATORIOTULOKSET

w = VESIPITOISUUS PROSENTEINA
KUIVAPAINOSTA
F = HIENOUSLUKL
S_k = HÄIRINTYMÄTTÖMÄN MAAN
LEIKKAUSLUJUUS KARTIOKOKKEELLA
S_t = SENSITIIVISYYS KARTIOKOKKEELLA

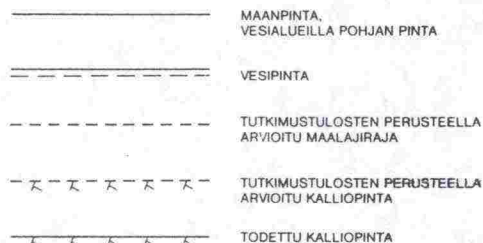
MAALAJIMERKINNÄT

(GEOTEKNINEN MAALUOKITUS)
— MERKINNOISTA KÄYTETÄÄN ENSISIJASESTI
OIKEALLA PUOLELLA ESITETTYJÄ MAALAJIMERKINTÖJÄ

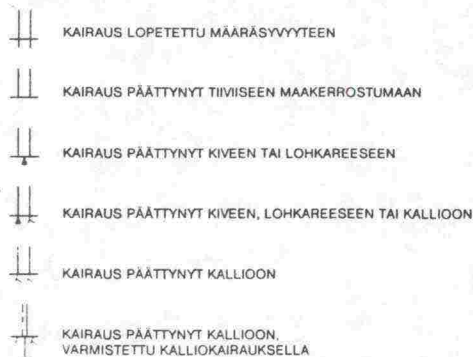
MAALAJI- RYHMÄ	MAALAJIT	VÄRIT
ELOPERAISET MAALAJIT (E)	HUMUSMAA	Hm
	TURVE	Tv
	LIEJU	Lj
HIENO- RAKEISET MAALAJIT (H)	SAVI	Sa
	SILTTI	Si
KARKEA- RAKEISET MAALAJIT (K)	HIEKKA	Hk
	SORA	Sr
MOREENI MAALAJIT (M)	SILTIMOREENI	SiMr
	HIEKKAMOREENI	HkMr
	SORAMOREENI	SrMr
	KIVIÄ	Ki
	LOHKAREITA	Lo
	KIVI TAI LOHKARE	apiporattu *)

*) merkin korkeus osoittaa lohkarren koon

MAALAJIRAJAT



KAIRAUSTEN PÄÄTTYMINEN



POHJATUTKIMUSMERKINNÄT

Nro 700 © Rakentajain Kustannus Oy ja Suomen Geoteknillinen Yhdistys r.y. 1984
puh. (90) 646 133

4 PERUSTAMISTAVOISTA JA POHJAVAHVISTUSMENETELMISTÄ

4.1 Penkereen perustaminen heikosti kantavan maan varaan

4.1.1 Kuormat

Vakavuus- ja painumalaskenta edellyttää aina kuormien määrittämistä.

Vakavuuslaskennassa otetaan mukaan sekä pitkäaikaiset (penker) että lyhytaikaiset (liikenne) kuormat. Liikennekuorma otetaan huomioon tasaisena koko penkereen leveydelle vaikuttavana kuormana, jonka suuruus on ajoneuvoliikenteen väylällä 10 kPa (vastaa noin 0.5 metrin penkereen kuormitusta) ja kevyen liikenteen väylällä 5 kPa.

Painumalaskennassa ei oteta huomioon liikennekuormitusta, koska sen vaikutusaika on lyhyt.

4.1.2 Varmuuskerroin ja sallitut painumat

Penkereen perustaminen heikosti kantavan maan varaan edellyttää aina vakavuuden (selostettu kohdassa 2.6) sekä painumien ja painumaerojen (kohta 2.5) laskemista.

Sortumista vastaan penkereellä tulee olla tietty varmuus. Tätä varten määritetään varmuuskerroin, jonka suuruus käyttötilassa on normaalisti 1.5 /4/. Tietyissä tilanteissa on taroituksenmukaista käyttää suurempaa varmuuskerrointa (kts kohta 2.62).

Tiepenkereisiin liittyviä sallittuja painumia ja painumaeroja voidaan käsitellä taulukossa 1 esitetyllä tavalla. Korkealuokkaisilla teillä (moottoriteillä) asetetaan yleensä myös käyttöaikana sallittavalle kokonaispainumalle suurin arvo.

Taulukko 1. Tiepenkereen sallitut painumat /4/.

Geoteknillisen suunnittelun avuksi esitetty taulukko sallituista painumista eriluokkaisilla teillä. Painuma-ajaksi on tätä taulukkoa sovellettaessa otettava 10 vuotta. Suluissa on esitetty tieluokalle tavanomainen ohjenopeus ja suurin oletettu lyhytaikainen tienopeus.

Tien luokka	Sallittu painuma	Toivottava standardi			Minimistandardi			
		Sallittu pituus- kaltevuus- den muutos ‰/m	Sallittu painuman syvyys eripituissa painumissa (cm)		Sallittu pituus- kaltevuus- den muutos ‰/m	Sallittu painuman syvyys eripituissa painumissa (cm)		
			50 m	100 m		150 m	50 m	100 m
A Moottoritiet ja vastaavat (120, 140)	3			20	4			30
B Valtakunnalliset ja maa- kunnalliset pääväylät (100, 120)	4		20	30	6		30	50
C Alueelliset väylät (80, 100)	6	20	30	50	10	30	50	70
D Paikalliset tiet (60, 80)	10	30	50		20	50	70	
E Taloustiet	20	50			30	70		

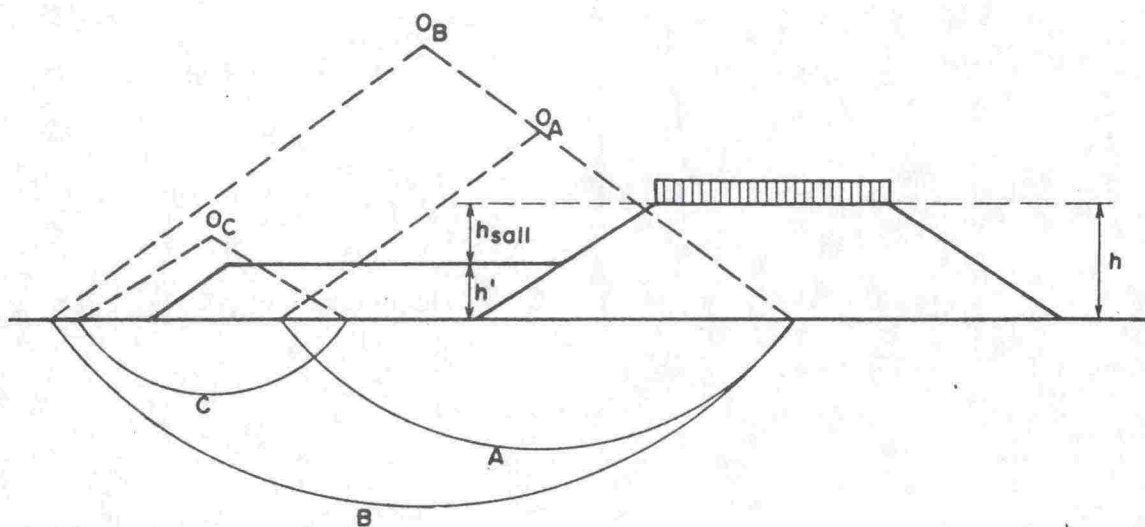
4.1.3 Vastapenger

Vastapenkereellä ja luiskan loivennuksella lisätään penkeen vakavuutta. Sitävastoin penger painuu jonkin verran enemmän. Vakavuuden lisääntyminen perustuu sortumista vastustavan passiivimomentin kasvattamiseen sijoittamalla maamassoja penkerein sivuille. Kuvassa 1 on esitetty mitoituksen periaate. Sivukaltevassa maastossa samaten kuin korkean penkeen ollessa kysymyksessä vastapenkereen käyttäminen voi osoittautua teknisesti mahdolliseksi.

Vastapenkereillä voidaan teoriassa mitoittaa rakenne hyvinkin heikolle maaperälle. Käytännössä tämä kuitenkin johtaa kohutuuttoman suureen tilantarpeeseen (sekundäärisiin vastapenkeksiin) ja toisaalta painuma saattaa muodostua suureksi. Hyvin heikolla maaperällä pengertäminen on myös riskialtista pienistä työvirheistä aiheutuvan murtumavaaran takia. Näiden syiden takia tulisi penkerein vakavuuden ilman vastapenkereitä yleensä olla $F \geq 1$.

Vastapenkereen yksityiskohtaisessa suunnittelussa otetaan huomioon seuraavia asioita:

- Vastapenkereen materiaaliksi käy mikä tahansa maalaji, joka ei sisällä runsaasti eloperäisiä maalajeja. Silttien ja silttimoreenien käsittely saattaa vuodenajasta ja ottopaikasta riippuen olla hankalaa.
- Tien kuivana pitämiseksi voidaan penkerein ja vastapenkerein liittymäkohtaan kaivaa matala oja. Mahdollinen laskuoja tulee siirtää riittävän kauas vastapenkereestä tai putkittaa se vakavuuden varmistamiseksi.
- Vastapenger ja varsinainen penger rakennetaan samanaikaisesti niin, että niiden korkeusero ei missään vaiheessa ole enempää kuin lopullisen rakenteen korkeusero.



Kuva 1. Vastapenkereen mitoitus liukupintamenetelmällä.

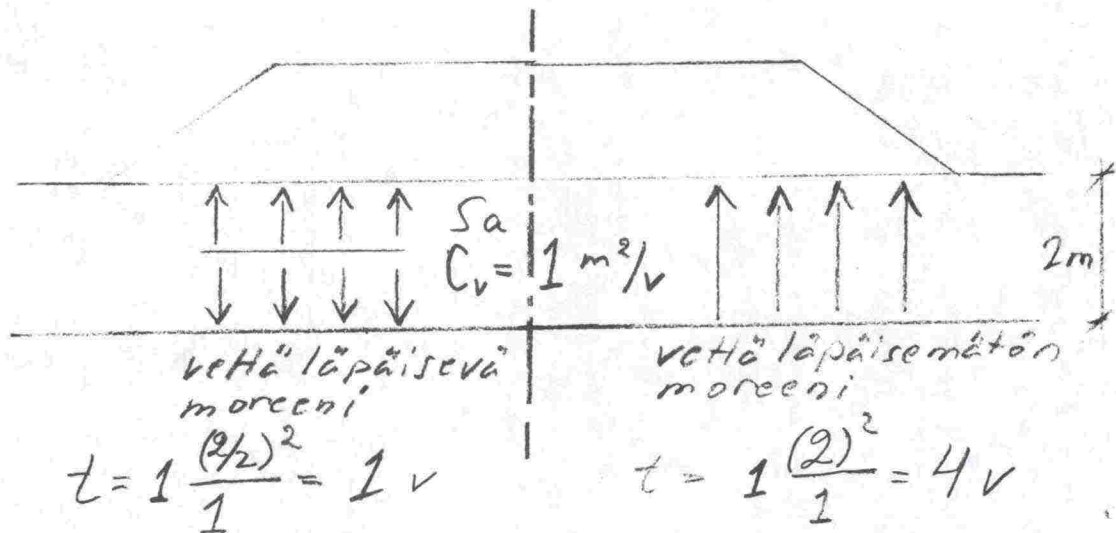
4.1.4 Ylipenger esikuormituksena

Maaperän esikuormituksella tarkoitetaan rakennusaikana tapahtuvaa kuormitusta, jonka ansiosta penkereen käyttötilan aikana syntyvät painumat pysyvät sallituissa rajoissa ja penkereen vakavuus saavuttaa riittävän tason.

Esikuormitus on usein suurempi kuin varsinainen pengerkuorma. Tällöin puhutaan ylipenkereestä. Ylipenkereellä halutaan nopeuttaa painumista ja samalla varmistaa lopputulos.

Esikuormitus soveltuu hyvin pohjavahvistustoimenpiteeksi ns. välimalalajeille (siltit ja silttimoreenit) rakennettaessa. Siltin vedenläpäisevyys on riittävän suuri, niin että konsolidaatiopainuma tapahtuu lyhyessä ajassa (yleensä alle $0.5 v$).

Savella päästään lyhyeen konsolidaatioaikaan, mikäli kokoonpuristuva savikerros on ohut (1-3 m) tai savessa on karkeampia vaikkakin ohuita vettä johtavia välikerroksia.



Kuva 2. Esimerkki saven esikuormituksesta ja moreenin vedenläpäisevyyden vaikutuksesta painuma-aikaan. Painuma-aika on verrannollinen veden pisimmän virtausmatkan neliöön (H) ja maalajin vedenläpäisevyyteen (C_v -kerroin). Painuma-aika lasketaan kaavalla $t = T_v (H / C_v)^2$. T_v saa kokonaispainuman aikaa laskettaessa arvon 1.

4.1.5 Vaiheittain rakentaminen

Kuormitettaessa maata riittävän suurella kuormalla maa murtuu ja rakenne sortuu (kts kohta 2.61). Maan murtumista vastustava voima muodostuu kitkamailla (louhe, sora, hiekka, karkeat moreenit) kitkasta ja ns. välimalalajeilla (siltit, hienot moreenit) kitkasta ja koheesiosta. Kuormitettaessa syntyvä kitkavoima on sitä suurempi mitä karkeampi maalaji on. Vedellä kyllästetyssä maassa kitkavoima on huokosveden paineen (= nosteen) takia pienempi kuin kuivassa maassa.

Kuormitettaessa vedellä kyllästettyä maata syntyy maaperään huokosveden ylipainetta. Tällöin maaperän kantokyky heikkenee, koska ylipaine vähentää kitkavoimaa. Ylipaineen laskettua maan kantokyky palautuu.

Siltin vedenläpäisevyys on niin pieni, että kuormituksessa syntyneen ylipaineen purkautuminen saattaa kestää jopa useita kuukausia. Kun ylipaine on purkautunut, palautuu myös siltin kantokyky entiselleen ja pengertä voidaan edelleen korottaa. Korotuskertoja voi olla useita.

Kitkamaalle pengertä rakennettaessa ei kantokyky alene, koska huokosveden ylipainetta ei maan hyvän vedenläpäisevyyden takia ehdi syntyä.

4.1.6 Rakenteen kevennys

Penkereen omaa painoa voidaan keventää käyttämällä penger-täytteenä esim kevytsoraa tai solumuovia. Kevyt täyttö parantaa penkereen vakavuutta ja pienentää painumia.

Yleisimmin pengerkevennyksenä käytetään kevytsoraa, jonka yleisin käyttökohde on painumaerojen tasaamiseksi rakennettava kiila esim paaletun ja maanvaraisesti perustetun penkereen välille (kuva 3). Myös suhteellisen korkean ja sivukaltevassa maastossa olevan penkereen keventäminen on taloudellinen ja teknisesti riittävän hyvä pohjavahvistusratkaisu (kuva 4).

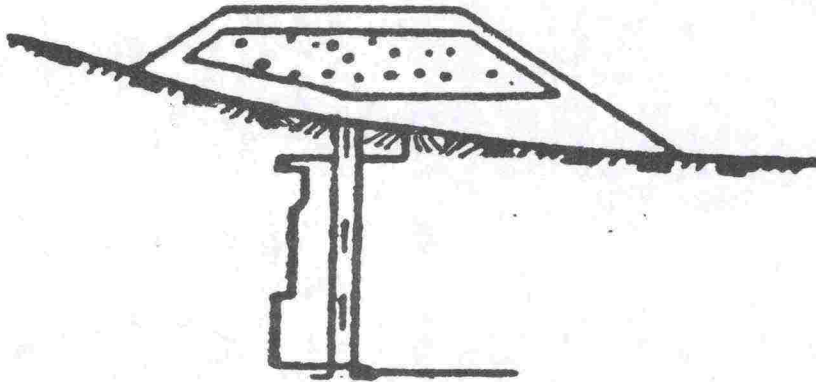
Rakenteen yksityiskohtaisessa suunnittelussa otetaan huomioon seuraavia asioita:

- Kevytsora suojataan eroosiolta ja tuetaan se sivulta noin 0.75 - 1.0 m paksuisella kitkamaa- tai moreeni-kerroksella.



Kuva 3. Kevytsorakiila siirryttäessä painumattomasta rakenteesta painuvaan. Myös pystyjoitetussa penkereessä tapahtuu jälkipainumaa (=sekundääripainumaa), joten kiila on tarpeen.

- Kevytsoran sekoittuminen muihin pengermateriaaleihin ja pohjamaahan estetään tarvittaessa käyttämällä suodatinkangasta.
- Kevytsoran kantavuus ja lämmöneristysominaisuudet tierakenteessa sekä kevytsorarakkeiden puristuskestävyys otetaan huomioon sijoittamalla kerros rakenteessa riittävän etäälle tienpinnasta (≥ 0.7 m).
- Savikolla yleensä esiintyvä kuivakuorikerros tasaa painumia, joten sen poistamista tulisi välttää.
- Mikäli rakennetaan yli 2 m paksuja kevytsorakerrok-
sia, suunnitellaan rakentamisen helpottamiseksi vä-
likerros (≈ 0.2 m) hiekasta tai sorasta.



Kuva 4. Kevytsorakevennys sivukaltevassa maastossa

4.1.7 Massanvaihto

Massanvaihdossa korvataan heikosti kantava maa (savi, turve, lieju) paremmin kantavalla (sora, hiekka, moreeni, louhe) joko osittain tai kokonaan.

Massanvaihto tehdään joko kaivamalla tai syrjäyttämällä korkean painopenkereen avulla heikompi materiaali pois. Kaivamalla tehtävät massanvaihdot ovat yleensä alle 4 metrin syvyisiä. Syrjäyttämällä voidaan tehdä normaalisti enintään noin 10 metrin syvyisiä massanvaihtoja mutta jopa lähes 20 m syvä massanvaihto on toteutettu.

Massanvaihto on useimmiten hyvin edullinen pohjavahvistustoimenpide, koska yleensä tierakennushankkeessa on ylimääräisiä massoja saatavilla. Poistettavat massat voidaan myös yleensä läjittää kohteen läheisyyteen. Toisaalta läjitysalueet saattavat muodostua myös maisemalliseksi haitaksi.

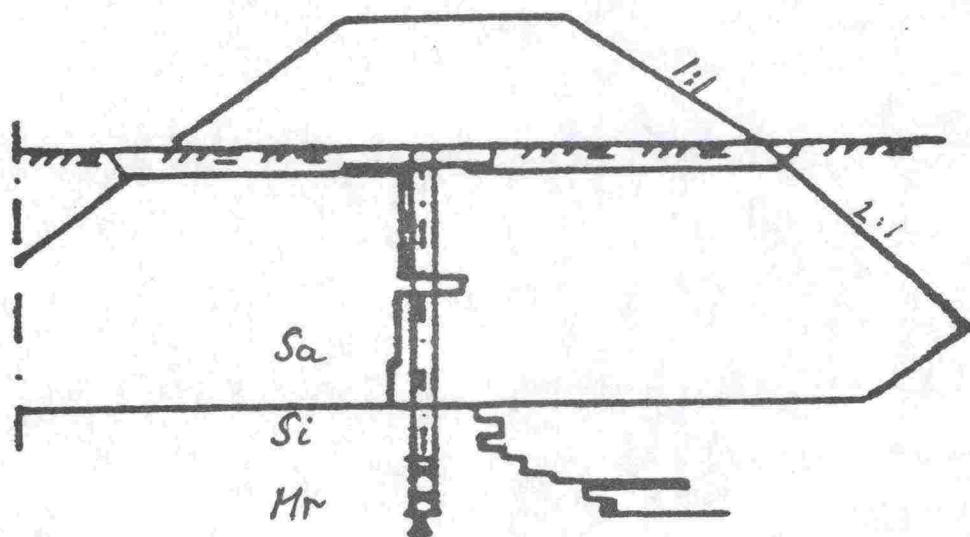
Massanvaihdon muoto suunnitellaan kuvan 5 mukaan. Massanvaihdon työalueeksi on varattava riittävästi aluetta niin, että kaivamalla tehtävässä massanvaihdossa luiskat voidaan tehdä riittävän loivina. Syrjäyttämällä tehtävä massanvaihto vaatii

ylöskohoavien massojen takia varsin leveän työskentelyalueen.

Kaivamalla tehtäviä massanvaihtoja ei yleensä voida tehdä yli 4 metrin syviksi poistettavan maan heikon lujuuden ja kaivinkoneen rajoitetun ulottuvuuden takia.

Kaivamalla tehtävässä massanvaihdossa huomioonotettavaa:

- Kaivannon luiskat tehdään riittävän loiviksi ottaen huomioon mm kaivukoneesta aiheutuva kuormitus. Tarvittaessa voidaan matalissa kaivannoissa käyttää tuentaa. Usein käytetään melko jyrkkää luiskaa ja edellytyksenä tälle on, että kaivannon täyttö suoritetaan välittömästi kaivun jälkeen.
- Poistettavien maamassojen kuljetus ja läjitys suunnitellaan

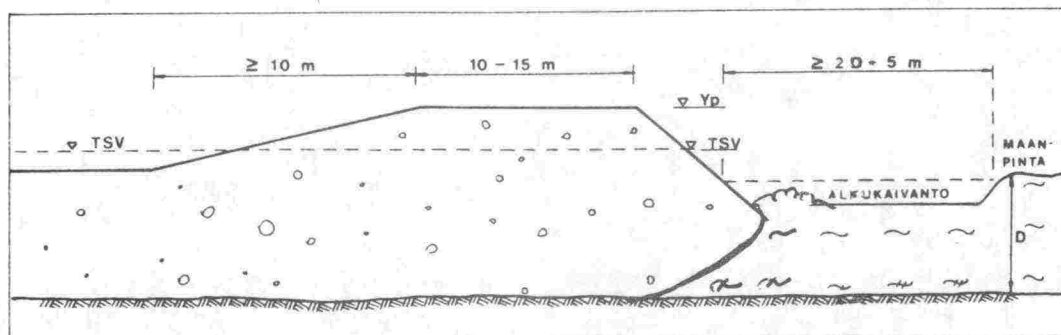


Kuva 5. Esimerkki massanvaihdon poikkileikkauksesta. Murtoviivaa, joka alkaa tien reunasta kaltevuudessa 1:1 ja jatkuu 2:1 käytetään massanvaihdon leveyden määrittelyyn tasolla, johon massanvaihto ulotetaan.

Massanvaihto syrjäyttämällä tehdään kuvan 6 mukaan. Pehmeät maakerrokset syrjäytetään murtopenkereen avulla. Jos esim saveen leikkauslujuus on 10 kPa, tulee murtopenkereellä olla korkeutta vähintään 3 m, jotta murtuminen tapahtuisi. Räjäytyksin voidaan pehmentää savea etukäteen, jolloin voidaan käyttää pienempää murtopenkettä ja varmistaa lopputulos.

Syrjäyttämällä tehtävän massanvaihdon suunnittelussa ja rakentamisessa on lisäksi huomioonotettava seuraavaa:

- Massanvaihto voidaan tehdä niin leveänä kuin on tarpeen
- Täyttömateriaaliksi kelpaavat louhe tai karkea kitkamaa



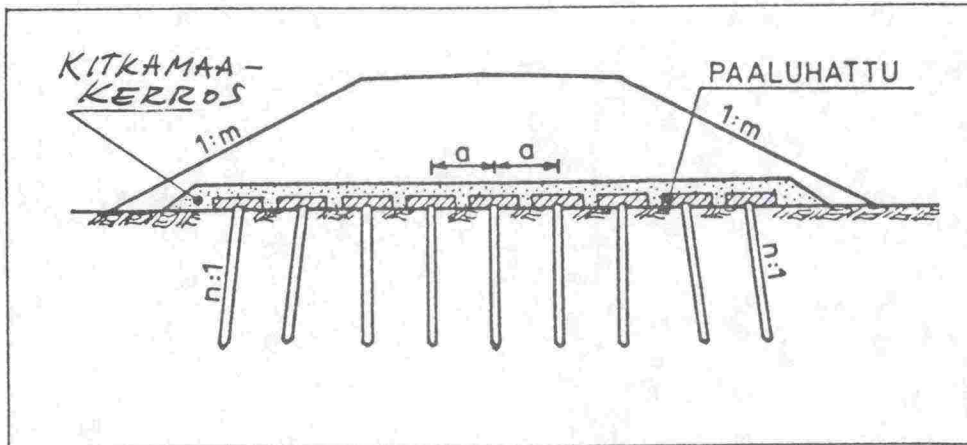
Kuva 6. Massanvaihto syrjäyttämällä. Siirtyvällä ylipenkereellä varmistetaan täyttömateriaalin tiiveys ja täytön tunkeutuminen suunniteltuun tasoon.

- Maan pintaosien poistaminen suoritetaan useimmiten kaivaen. Tämä on järkevää erityisesti silloin, kun pintaosan lujuus on suurempi kuin perusmaan (esim. kuivakuori).
- Ylösnousevien massojen poisto suoritetaan tehokkasti.
- Massanvaihdon muoto tutkitaan koetinkairuksien avulla penkereen sivulta ja tarvittaessa suorittamalla porauksia penkereen läpi.
- Mikäli havaitaan, että pohjamaa ei ole täysin syrjäytynyt, voidaan penkereen alla suoritettavilla suunnatuilla räjäytyksillä yrittää penkereen muodon oikaisemista. Mikäli korjaaminen on teknisesti vaikeaa tai vaatii suuria kustannuksia, voidaan mahdollisesti pengerkevennyksellä tai ylipenkereellä säävuttaa vaadittu vakavuus ja pitää käyttötilan aikaiset painumat sallituissa rajoissa.
- Täyttömassojen tiiveys ja niiden tunkeutuminen suunniteltuun tasoon varmistetaan ylipenkereen avulla. Vaikutusaika on yleensä enintään 1 vuosi. Voidaan käyttää myös pudotustiivistystä.

4.1.8 Pengerpaalutus

Periaatteellinen kuva penkereen perustamisesta paalujen varaan on esitetty kuvassa 7. Rakenteeseen kuuluvat paalut, paaluhatut sekä paaluhattujen päälle tuleva riittävän paksu ja holvautumisen varmistava kitkamaakerros.

Paaluhatut valmistetaan betonista yleensä paikan päällä valaen. Myös elementtipaaluhattuja käytetään yleisesti. Hattujen sijasta voidaan käyttää yhtenäistä paalulaattaa, joka on edullinen ja teknisesti hyvä ratkaisu varsinkin matalilla penkereillä (paalujen kapasiteetti voidaan käyttää täydellishemmän hyväksi) ja erityisen pehmeillä pohjamailla.



Kuva 7. Paalutus, paaluhattu ja holvaava kerros

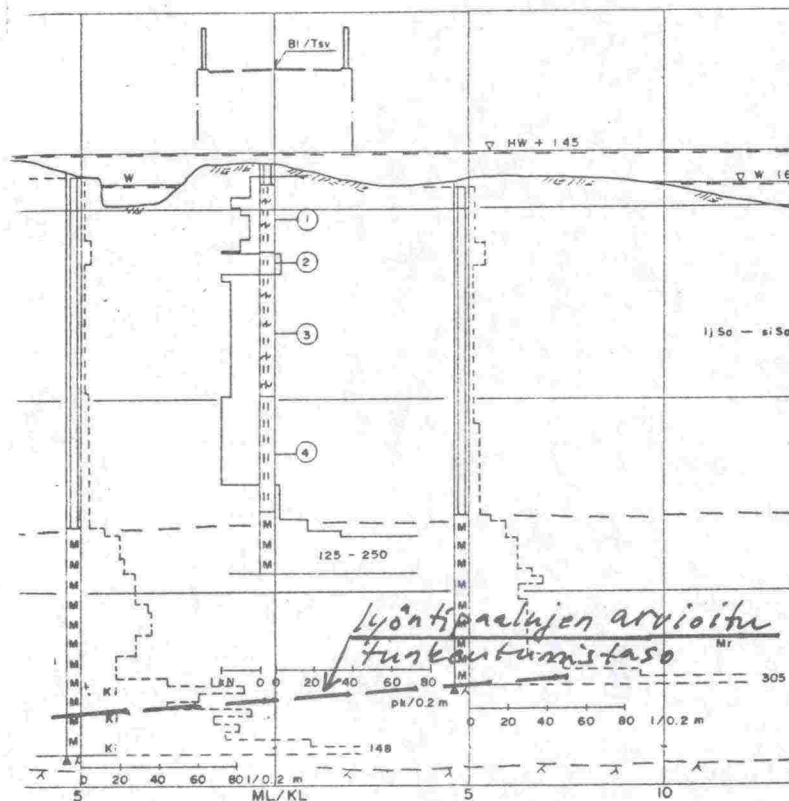
Pengerpaaluina käytetään nykyisin yleisesti teräsbetonisia lyöntipaaluja kestävyytensä ja pitkäikäisyytensä takia sekä korkeissa penkereissä (≥ 4 m) edullisuutensa takia. Puupaaluja voidaan käyttää vain vähemmän liikennöidyillä teillä. Puupaalujen lahoamikysymystä ei ole pystytty tyydyttävästi ratkaisemaan.

Paalut lyödään yleensä tukipaaluina kovaan pohjaan asti (kuva 8). Teräsbetonisen pengerpaalun koko on yleensä $250 \times 250 \text{ mm}^2$. Pengerlaatan alla käytetään myös paalukokoa $300 \times 300 \text{ mm}^2$. Sallittu geotekninen kantavuus II-luokan paalutustöissä tukipaalulla on 7 MPa. Maaperältään selväpiirteisissä kohteissa voidaan käyttää suurempaa kantavuutta aina 9 MPa:een saakka. Jos sallittu jännitys on 7 MPa, voidaan kuormaa sallia teräsbetonipaalulle ($250 \times 250 \text{ mm}^2$) 437 kN eli 44 t ja puupaalulle (7") 168 kN eli 17 t.

Pengerpaalutuksen suunnittelusta ja mitoituksesta:

- Paaluväli mitoitetaan paalulle sallittavan kuormituksen ja pengerkorkeuden sekä liikennekuorman mukaan. Paaluhatun koko määräytyy paaluvälin ja paaluhatun reunavälin perusteella. Paaluhatun sivun pituus on teräsbetonipaaluilla normaalisti 1.0 - 1.8 m ja puupaaluilla 0.6 - 1.4 m (TYT 1200 Vahvistustyöt).
- Paaluhatun reunaväli on tavallisesti 0.4 - 0.6 m. Mikäli pohjamaan leikkauslujuus on hyvin pieni käytetään hatturakenteen sijasta usein yhtenäistä laatua.
- Penkereen keskiosalla, jossa ei esiinny vinoja voimia, paalut suunnitellaan pystysuoriksi ja luiskan osalla vinoiksi. Paalut suunnitellaan riittävän leveälle alueelle luiskan alle tarkistaen paaluttamattoman osan vakavuus.
- Luiskan osalla ja varsinkin matalissa penkereissä

saattaa routa tunkeutua paaluhattujen alle. Tällöin on yleensä estettävä roudan tunkeutuminen paaluhattujen alle. Massanvaihto aiheuttaa hattujen alla kuormitusta ja sitä ei voida yleensä sallia enempää kuin mitä paalutuskoneiden liikkuminen alueella vaatii.



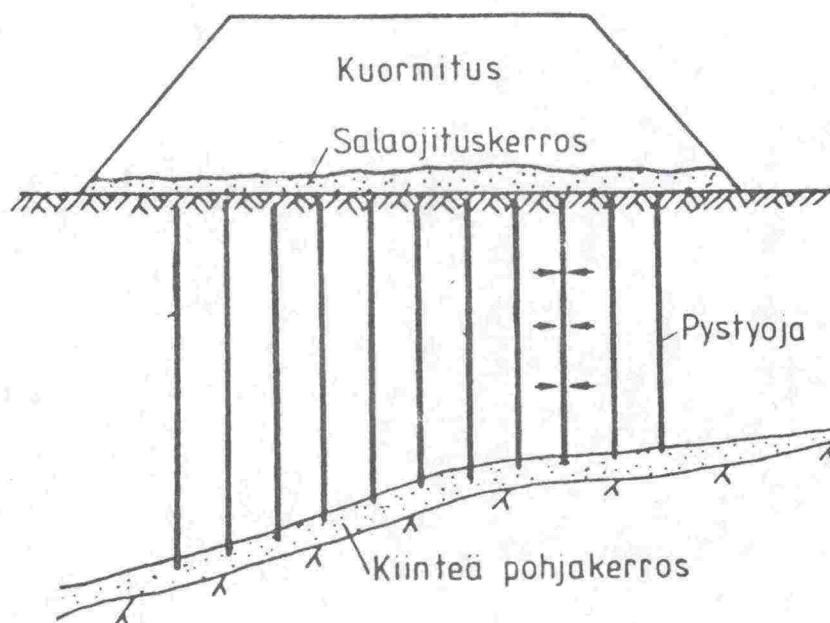
Kuva 8. Pengerpaalujen tunkeutumisvyvyys arvotaan lähinnä heijarikairauksen perusteella. Arviointia voidaan tukea porakonekairauksilla.

4.1.9 Pystyöjitus

Saven konsolidaatiopainuma voidaan esikuormituksen avulla poistaa. Saven huonon vedenläpäisevyyden takia veden poistuminen maasta on hidasta mutta sitä voidaan nopeuttaa pystyöjituksen avulla (kuva 9).

Pystyöjat ovat yleensä suodatinkankaalla ympäröityjä muoviprofiileja, jotka työnnetään savikerrokseen ja joita pitkin vesi pääsee purkautumaan vapaasti ylös. Pystyöjituksessa ovat mitoittavina tekijöinä ojaväli (=veden vaakasuuntaista virtausmatkaa kuvaava tekijä), saven vedenläpäisevyys ja esikuormituksen (ylipenkereen) suuruus.

Pystyöjakentän mitoitus aloitetaan määrittämällä ylipenkereen korkeus, koska penkereen vakavuus muodostuu löyhillä savi-koilla yleensä rajoittavaksi tekijäksi. Tarvittaessa voidaan käyttää vastapenkereita. Penkereen painumiseen voidaan yleensä varata aikaa 1 -2 vuotta. Useimmiten käytetään 1,5 vuoden painumisaikaa. Ojaväli mitoitetään ylipenkereen ja painumiseen varatun ajan mukaan. Lihavilla savilla, joiden vedenläpäisevyys on hyvin pieni, ojaväli on 1 metrin luokkaa, kun käytetään ylipengertä ja 1,5 vuoden painumisaikaa. Lihavien

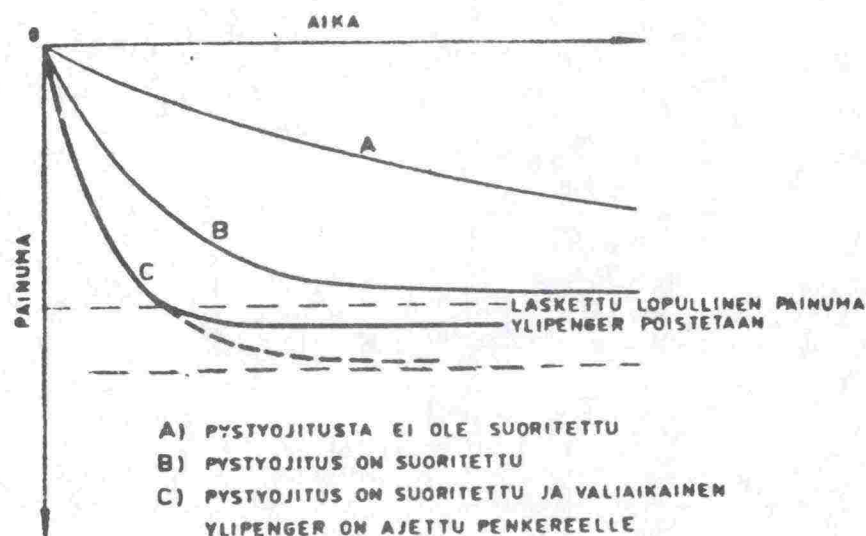


Kuva 9. Pystyjoituksen periaate.

savien leikkauslujuus on useimmiten myös niin pieni, että on käytettävä vastapengertä.

Ojapituus määritetään savikon paksuuden ja kuormittavan pinnan laajuuden mukaan. Tiepenkereen nauhamainen kuormitus aiheuttaa merkittävää kokoonpuristumista savikerroksessa, jonka paksuus on yleensä 1 - 1½ kertaa penkereen levyinen.

Pystyjoista ylös purkautuva vesi johdetaan sivuojiin maanpinnalle levitettävää hiekka- tai sorakerrosta pitkin (paksuus noin 0.3 - 0.5 m). Veden kulku vastapenkereiden läpi on myös järjestettävä. Usein veden keräämiseen ja poisjohtamiseen on käytetty koko painuvan penkereen kattavaa salaoitusjärjestelmää.



Kuva 9. Pystyjoituksen vaikutus penkereen painumiin.

4.1.10 Syvästabilointi

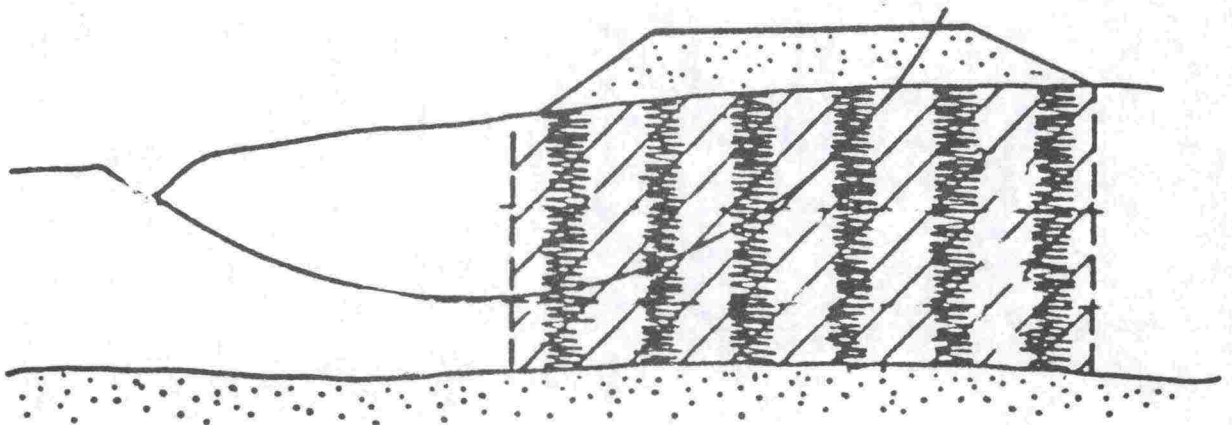
Syvästabiloinnilla (sideaineena kalkki tai kalkki/sementti) tarkoitetaan tässä pohjavahvistusmenetelmää, jossa läpimital-taan noin 500 mm levyisellä sekoittimella sekoitetaan sideai-netta savikerrokseen, jolloin savi lujittuu pilarinmuotoisel-la alueella. Nykyisellä konekalustolla voidaan tehdä noin 12 - 15 metriä pitkiä pilareita.

Lujitetun ja lujittamattoman maan oletetaan toimivan yhdessä ja koska lujitetulla osalla leikauslujuus kasvaa ja painumi-sominaisuudet paranevat, myös maaperän keskimääräiset ominai-suudet muuttuvat parempaan suuntaan.

Lujitettu maa saavuttaa noin 5 - 10 kertaisen lujuuden ver-rattuna saven alkuperäiseen lujuuteen. Vähäisen lujuudenli-säyksen takia stabilointia voidaan käyttää vain suhteellisen matalissa penkereissä. Hyvin yleisesti stabilointia käytetään kunnallistekniikassa mm putkirakenteiden perustamiseen ja työnaikaisen kaivannon luiskien tukemiseen. Korkealuokkaisil-la teillä syvästabilointia ei kuitenkaan käytetä, koska pila-rin valmistustekniikkaan ja laadunvarmistukseen liittyy edel-leen selvittämättömiä tekijöitä.

Stabilointikohteesta suoritetaan ennakkotutkimuksia, joiden määrään vaikuttavat mm kohteen tärkeys ja lujittumiskokemuk-set aikaisemmin samalla savikolla suoritetuista stabiloin-neista. Kalkilla lujittaminen onnistuu yleensä hyvin humuspi-toisuudeltaan alhaisissa savissa. Kalkki/sementtillä (sekoitussuhde yleensä 1:1) on kokeiluissa saatu hyviä tuloksia myös humuspitoisissa savissa.

Syvästabiloinnin suunnittelussa voidaan apuna käyttää kirja-ssa Kalkkipilariohjeet KPO-86 /7/ annettuja ohjeita. Samat asiat on esitetty myös Rakentajan Kalenterissa 1989 /19/.



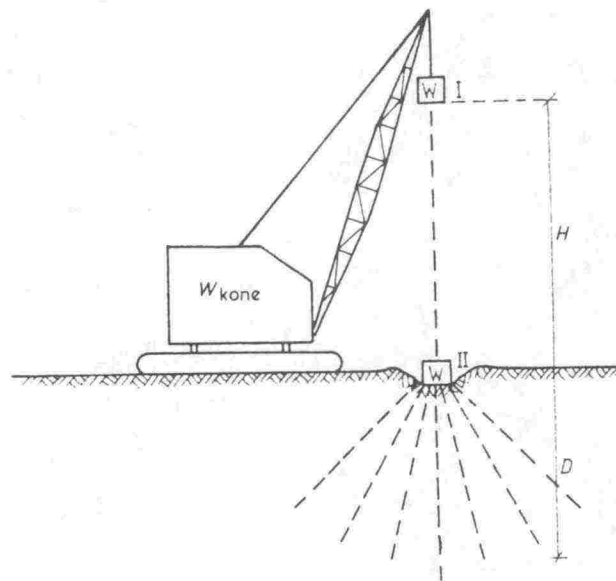
Kuva 11. Periaatekuva stabiloidun maan varaan rakennetusta penkereestä.

4.1.11 Syvätiivistys

Syvätiivistyksellä tarkoitetaan tiivistystä, joka ulottuu syvemmälle kuin 1- 1.5 m. Syvätiivistyksen tärkeimmät menetelmät ovat pudotustiivistys ja tiivistyspaalutus.

Pudotustiivistyksessä (iskutiivistys) nostokone nostaa pudotusjärkeen määrätylle korkeudelle. Järkele pudotetaan vapaasti suunnitelmassa määrättyyn kohtaan. Iskuja suoritetaan suunnitelman mukainen määrä. Tiivistymistä tarkkaillaan kivettömässä ja lohkareettomassa kitkamaassa pääasiassa paino- ja heijarikairausten avulla. Louhetäytön tiivistymistä seurataan järkäleen täytteeseen synnyttämien kraatereiden syvyyttä mittaamalla.

Tiivistyspaalutus tehdään lyömällä maahan paaluja, jotka syrjäyttävät tilavuutensa verran maata. Pääosa paalujen tilavuudesta pienentää maaperän huokoisuutta. Tiivistyspaaluina on käytetty pääasiassa puupaaluja, jotka on jätetty maahan. Paalu voidaan myös nostaa ylös ja reikä täyttää esim soralla.



Kuva 12. Pudotustiivistys. Tiivistyksen syvyysvaikutusta arvioidaan kaavalla $D = k \cdot \sqrt{W \cdot H}$, jossa neliöjuuren alla ovat järkäleen paino ja pudotuskorkeus. Kertoimen arvo vaihtelee välillä 0.5 - 1.0. Yleensä käytetään arvoa 0.5. Vaadittuun tiiveyteen pääsemiseksi tarvitaan työtä yleensä noin 200-400 kNm/m³

4.1.12 Lujitteet, telat

Lujitteiden ja telojen avulla pyritään pääasiassa tasaamaan rakenteeseen muuten mahdollisesti syntyviä painumaeroja. Painumista ei lujitteiden eikä telojen avulla pystytä estämään. Rakenteen vakavuuteen niillä on jonkin verran vaikutusta. Suodatinkankaita ei lueta lujitteiden joukkoon. Niiden lujuus on pieni ja venymä suuri, joten niitä voidaan pääasiassa käyttää vain materiaalien erottamiseen.

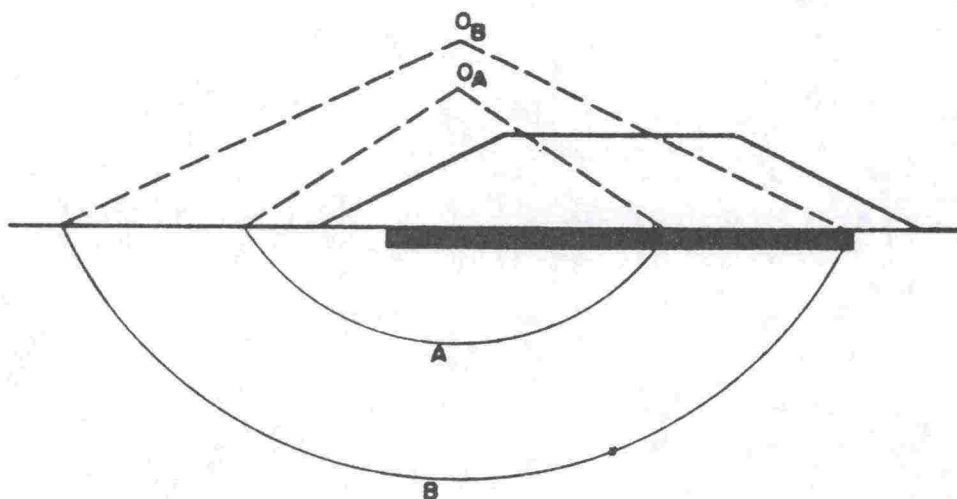
Lujitteilla tarkoitetaan maahan pengerrysvaiheessa asetettuja muovisia, kankaisia ym vetoa kestäviä materiaaleja, joita valmiissa maarakenteessa voi olla useampia kerroksia, jolloin ne toimivat maan kanssa periaatteessa yhtenä kokonaisuutena.

Lujitteiden tärkeimmät ominaisuudet ovat vetolujuus ja muodonmuutosominaisuudet. Yleensä valmistaja ilmoittaa vain lyhytaikaisen vetolujuuden. Pysyviä rakenteita suunniteltaessa olisi kuitenkin tärkeätä tietää lujitteen käyttäytyminen pitkäaikaisessa jännitystilassa. Mikäli tietoa ei ole, käytetään lyhytaikaisen lujuuden kapasiteetista mitoituksessa vain osa esim 20-30%.

Jotta lujitteen vetokapasiteetti saataisiin käytettyä hyödyksi ilman suuria rakenteen sisäisiä siirtymiä, tulisi lujite asennusvaiheessa saada kiristettyä paikalleen niin, että lujitteen vetokapasiteetti tulee käyttöön hyvin pienillä rakenteen siirtymillä. Pehmeikölle rakennettavassa penkereessä ilmeisesti riittää kun lujite asennetaan huolellisesti maata myötäillen ja ilman "kupruja" paikoilleen. Penkereen alkupainama heti rakentamisen jälkeen jännittää lujitteen.

Telarakenteen (näretela, telalava, risunkimatto) ja lujitteen toimintatapa on erilainen. Telarakenteen toiminta perustuu suureen taivutusvastukseen, kun taas lujitteet kestävät ainoastaan vetoa.

Muovilujitteita ja teloja vastaavana painumien tasaajana on käytetty myös aallotetusta teräsprofiilista valmistettua rakennetta.



Kuva 13. Telan toiminta. Tela siirtää vaarallisimman liukupinnan kulkemaan penkereen alaluiskan kautta.

4.2 Luiskavahvistusten erityiskysymyksiä

4.2.1 Yleistä

Maaluiskien pysyvyyttä on tarkasteltava maaperän leikkauslujuuden suhteen vakavuuskysymyksenä sekä juoksevan veden vaikutusten suhteen eroosiokysymyksenä.

Luiskan vakavuus lasketaan liukupintamenetelmää käyttäen. Lyhytaikainen vakavuus lasketaan $\Phi=0$ -menetelmää käyttäen ja pitkäaikainen vakavuus $c\Phi$ -menetelmää käyttäen. Lyhytaikainen vakavuus lasketaan esim siipikairaus- tai kartiokoetulosten perusteella. Pitkäaikaisen vakavuuden laskemiseen tarvitaan kolmiaksiaalikokeita. Pitkäaikaista lujuutta laskettaessa käytetään normaalia jonkin verran isompaa varmuuskerrointa 1.7 ... 1.8.

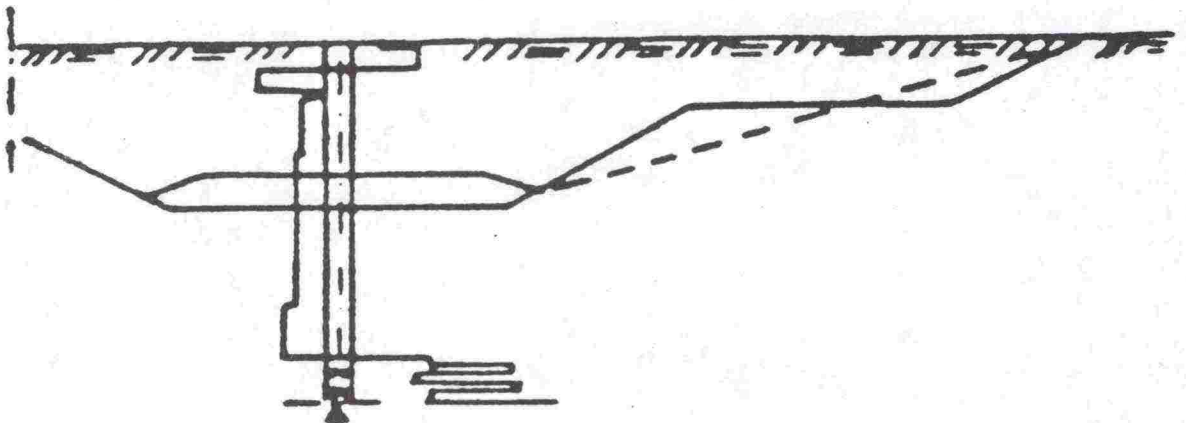
Eroosiosortumassa pinta- ja pohjavesivirtaukset aiheuttavat maan valumista ja hienorakeisten maa-ainesten kulkeutumista veden mukana. Odotettavissa olevan sortumistavan tunteminen on välttämätöntä luiskan vahvistustyön suunnittelussa.

4.2.2 Luiskan loivennus ja kevennysleikkaus

Luiskan vakavuutta voidaan periaatteessa säädellä luiskan kaltevuuden valinnalla. Koheesiomailla suoritetaan liukupinta-analyysi. Tällöin vakavuuteen vaikuttavat maaperän leikkauslujuuden ja luiskan kaltevuuden lisäksi leikkauksen syvyys ja luiskan muoto.

Kitkamailla luiska vapaasti asettuessaan hakeutuu kuivissa olosuhteissa kitkakulman kaltevuuteen.

Luiskan vakavuutta voidaan kaikissa tapauksissa lisätä kevennysleikkauksen avulla (kuva 14). Korkeissa ja loivissa savi-leikkauksissa on edullista porrastaa leikkaus. Mikäli luiskan päälle on tarkoitus myöhemmin rakentaa, voidaan porrastettu luiska täyttää esim kevytsoralla. Mitoituksessa otetaan luonnollisesti huomioon kevytsorasta ja mahdollisista hyötyrakenteista aiheutuva kuorma.



Kuva 14. Luiskakevennyksen periaate.

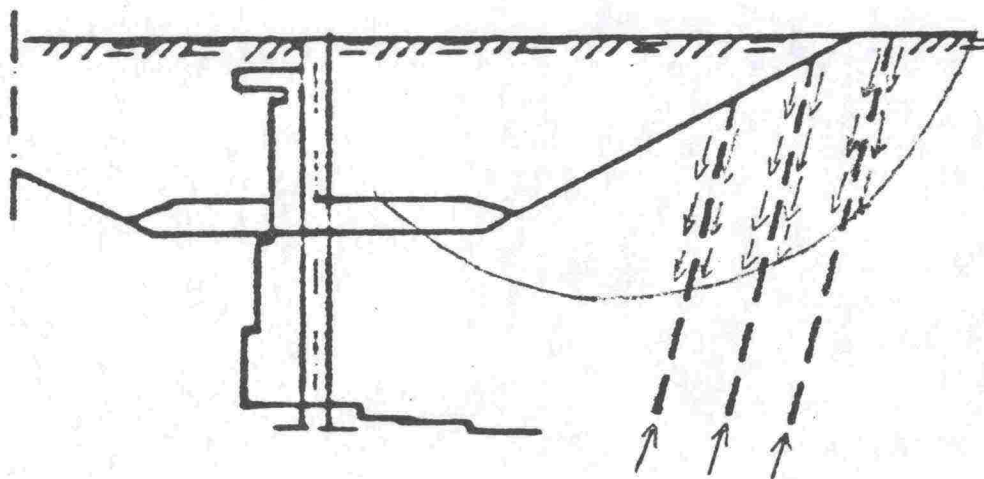
Jonkinlainen luiskien eroosiosuojaus on välttämätön ns kuivissakin leikkauksissa. Sadevesien lisäksi leikkaukseen valuu pohjavesiä. Siltit ja silttimoreenit ovat herkkiä häiriintymään ja erooitumaan. Kerroksellinen maaperä saattaa myös olla eroosion kannalta hankala, jos karkeista kerroksista valuu runsaasti vettä, joka aiheuttaa hienorakeisten maalajien valumista. Kevein eroosiosuojaus on nurmetus ja siihen mahdollisesti liittyvät istutukset. Normaaleissa tapauksissa eroosiosuojauksen käytetään murskesoraa tai soraa, jonka sekoittumien luiskamateriaaliin estetään kuitukankaan avulla.

4.2.3 Massanvaihto

Luiskavahvistukseksi tehtävä massanvaihto tulee kysymykseen yleensä silloin, kun kova pohja sijaitsee matalalla eikä kevennysleikkausta voida tilantarpeen takia tehdä, savi on niin löyhää, että luiskapaalutus ei teknisesti onnistu tai se on niin humuspitoista, ettei kalkkistabilointi onnistu. Massanvaihto on järkevä vahvistustoimenpide myös tapauksissa, joissa luiskan reunalle on tarpeen tehdä rakenteita.

4.2.4 Luiskapaalutus

Paalujen käyttö luiskan vahvistuksena tulee kysymykseen pääasiassa sellaisissa savikkoihin kaivetuissa luiskissa, jotka sortuman sattuessa liukuvat yhtenäisenä maakappaleena. Lujuudeltaan heikot ja herkästi häiriintyvät savet pyrkivät valumaan paalujen välitse. Luiskapaalutus tehdään ennen leikkauksen tekemistä. Luiskapaalut asennetaan maahan sen liikkeen suuntaisesti, joka luiskassa syntyy kaivamisen jälkeen. Tällöin luiskan omasta painosta ja mahdollisista muista kuormituksista aiheutuva kuorma siirtyy maan leikkauslujuuden ja paalujen vaippapinta-alan suhteessa paaluille, jotka välittävät sen edelleen kantavampiin kerroksiin.



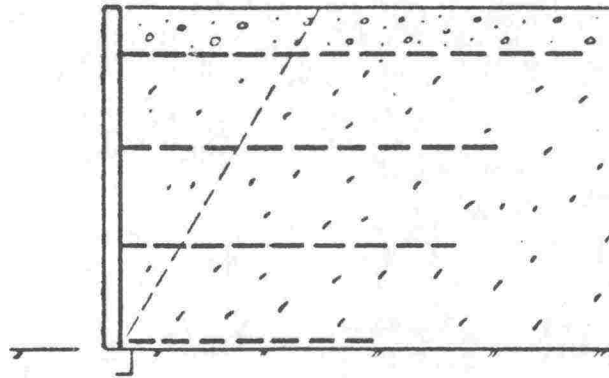
Kuva 15. Luiskapaalutuksen toimintaperiaate.

4.2.5 Tukimuuri

Tukimuureja käytetään silloin, kun luiska halutaan tilanpuutteen tai jonkin muun syyn takia tehdä jyrkemmäksi kuin mitä luonnollinen maa sallii. Tukimuuri on kallis ratkaisu luiskan loivennuksen tai massanvaihdon rinnalla. Tukimuuri joudutaan pehmeillä pohjamailla perustamaan paalutuksen varaan.

4.2.6 Lujitemaa

Lujitemaamenetelmässä pengermaa tuetaan pystysuoraksi seinämäksi toisiinsa liitettyillä elementeillä (esim betoni). Elementit tuetaan niihin kiinnitetyillä, penkereen sisään jäävillä nauhamaisilla metalliliuskoilla tai verkkomaisilla muovimatoilla ym, joiden kitka maan kanssa toisaalta lujittaa pengermaata ja toisaalta ankkuroi elementit. Lujitemaa voidaan tehdä myös pelkistä verkoista tai lujitekankaista. Kun pintaeroosio estetään voidaan luiska tällöin tehdä huomattavasti jyrkempänä normaaliin maaluiskaan verrattuna. Lujitemaaratkaisun haittapuolena on melko runsas tilan tarve.



Kuva 15. Lujitemaatukimuuri ja jyrkennetty luiska.

4.2.7 Syvästabilointi

Syvästabiloinnilla parannetaan saven leikkauslujuusominaisuuksia ja maaperän oletetaan toimivan yhtenäisenä kokonaisuutena.

Syvästabiloinnin käyttöön liittyy vielä tiettyjä epävarmuustekijöitä, joista merkittävimmät ovat tuotantotekniikan ja laadunvarmistuksen alueilla. Tämän takia vahvistusmenetelmän käyttö luiskavahvistustoimenpiteenä tulisi rajoittaa mataliin luiskiin, joiden luonnollinenkin varmuus on melko korkea. Pilaria ympäröivä savi häiriintyy stabiloinnin seurauksena ja sen lujuuden palautumiseen tulisi varata riittävän pitkä aika. Syvästabilointia on enemmän käsitelty kohdassa 4.1.10.

4.3 Siltojen, rumpujen ja muiden rakenteiden perustamistavoista

4.31 Yleistä

Perustamistavoissa esiintyvien ongelmien mukaisesti voidaan sillat ryhmittää seuraavasti:

- Pienet sillat
 - lähinnä tyyppipiirustuksia soveltaen suunniteltavat alikulkukäytävät, pienet vesistösillat jne.
- Keskisuuret sillat
 - esim. risteyssillat
 - "tavalliset" vesistösillat
 - rakennetaan tapauskohtaisten suunnitelmien mukaisesti
- Suuret sillat
 - lähinnä vesistösiltoja, pituus yli 100...150 m

Geotekniikan kannalta erikokoiset sillat merkitsevät osittain erilaisia ongelmia. Pienet sillat tehdään lähes poikkeuksetta kuivatyönä, keskikokoisissa silloissa tehdään tukia matalille vesialueille ja suurissa silloissa syville vesialueille.

Kaikenkokoisissa silloissa joudutaan suunnittelemaan penkeen ja sillan rajakohta. Kysymys ei ole pelkästään vakavuus- ja painumakysymyksistä vaan pengervahvistuksien tehtävänä on myös suojata siltaa ja sen perustusrakenteita maarakenteista aiheutuvilta ylimääräisiltä kuormituksilta ja liikkeiltä.

Siltojen perustustapojen suunnittelu perustuu pääosaltaan seuraaviin ohjeisiin:

- Pohjarakennusohje sillansuunnittelussa TVH 722068 (uusittavana)
- LPO-87, SPO-78 sekä Teräspuikipaaluohjeet TVH 723448 (tekeillä)
- Siltojen pohjatutkimusohje TVH 733336 (tekeillä).

Kaikenkokoisilla silloilla tärkeitä suunnitteluvaiheita ovat siltapaikan valinta, sillan sovittaminen maastoon sekä sillan pohjatutkimukset.

Usein vähätelty mutta itse asiassa tärkeä geotekniikan sovel-lutusalue ovat erilaiset väliaikaiset rakenteet. Tällaisia ovat lähinnä kiertotiet, väistöraiteet, varasillat, työteli-neet ja -penkereet, tukitelineet, työpadot ja tukiseinät.

Tästä aihepiiristä todettakoon vain pari pääperiaatetta. Suunnittelijan on ensinnäkin aina luotava itselleen konkreet-tinen mielikuva, miten rakennustyö tullaan tekemään. Tällöin selviää väliaikaisten rakenteiden tarve, niiden vaatimat ti-lavaraukset jne. ja voidaan pohtia miten pitkälle niitä suun-nitellaan rakennussuunnittelun yhtydessä ja mikä jää työn-suunnitteluun. Toiseksi kaikki kaivanto- kiertotie- yms. tar-kastelut tulee tehdä leikkauspiirustuksissa oikeita luiska-kaltevuuksia, tasoja, työvaroja jne. käyttäen. Kokemus osoit-taa, että tällaiset järjestelyt muutoin kaavaillaan liian "ahtaiksi" mikä jatkossa tekee toteuttamisen tarpeettoman vaikeaksi.

4.32 Silta kallion varaan

Kallion varaan perustamisen ongelmia ovat kallion sijainnin ja topografian luotettava selvittäminen sekä kaivannon tekotapa. Suomen olosuhteissa kallion laatu eli kantavuus tulee ongelmaksi ainoastaan kallion rikkonaisuuden ja lustasuuntien kautta lähinnä perustettaessa kalliojyrkänteiden läheisyyteen esimerkiksi välittömästi louhitun kallioleikkauksen taakse. Pohjarakennusohjeiden RIL 121-1988 kohdassa 9.1 luvataan ilman tarkempaa selvitystä kiinteälle kalliolle kantavuudeksi 10 MPa (100 kp/cm²) ja sedimenttikivillekin (esiintyy Suomessa ainoastaan Porin ja Muhoksen alueilla) 5 MPa (50 kp/cm²), mitkä arvot mainiosti riittävät siltojen perustamistarpeisiin.

Perustustöissä saatetaan kalliota joutua louhimaan kallion ollessa liian ylhäällä tai kaltevia kalliopintoja porrastamaan liukumisvaaran vuoksi. Kallion ollessa syvemmällä voidaan koko perustus ulottaa kallioon tai viedä kuormat kallioon pilareilla. Ongelmaksi tulee kuitenkin helposti peruskuoppa.

Yleensä pyritään luiskattuun kaivantoon koska kaivannon tuenta on kallista ja vaikeata erikoistytöä.

Kaivonrengasperustus on harvoin käytetty erikoisratkaisu.

Varsin tavallinen on tilanne, jossa esim. kehäsilta on sivukaltevalla alueella toisesta päästään kalliolla joka sillan toisessa päässä on paksun moreenikerroksen alla. Tällainen tilanne hoidetaan nykyisin edullisimmin perustamalla koko silta täytteelle louhimalla kalliota 30 cm ja rakentamalla mursketäyttö. Pienissä silloissa on yleistynyt täytteelle perustaminen silloinkin, kun koko silta olisi ollut mahdollista perustaa suoraan kalliolle. Edut ovat työtekniikassa: laudoitus- ja raudoitustyöt ovat selkeämmät.

4.33 Silta maan varaan

Ylävämmillä moreeni- ja harjuaalueilla pääsääntöisesti kaikki sillat voidaan perustaa maavaraisesti. Alavammille alueille siirryttäessä kantavat maakerrokset ovat usein syvemmällä heikommin kantavien savi/silttikerroksien alla. Reunamuodotumissa ja jokikerrostumissa kerrossuhteet ovat usein monimutkaisemmat siten että kantavien hiekkakerrostumien alla saattaa olla savi/silttikerroksia.

Kantavan kerroksen ollessa syvemmällä joudutaan maavaraisperustusta harkittaessa pohtimaan peruskuopan luiskaus tai tukeminen ja kuivanapito. Varsinkin vesialueille tahdään maavaraisperustuksia vedenalaisena työnä kuivalla maalla tehtyjä muotteja tai arkkuja käyttäen.

Siltojen pohjarakennusohjeen TVH 722068 mukaisesti maavaraisesti perustettavan sillan osalta pohjamaan kantavuus ja painumat tarkistetaan geoteknisin laskelmin, joita on selostettu em. ohjeessa.

Millaisilla pohjapaineilla suunnittelua kannattaa aloittaa, antanee suuruusluokkakuvan vanhan 1964 pohjarakennusnormin arvot

- Hiekka tiiveydestä riippuen 0.15... 5 MPa
- Sora - " - - " - 0.2... 6 MPa
- Moreeni - " - - " - 0.4... 8 MPa

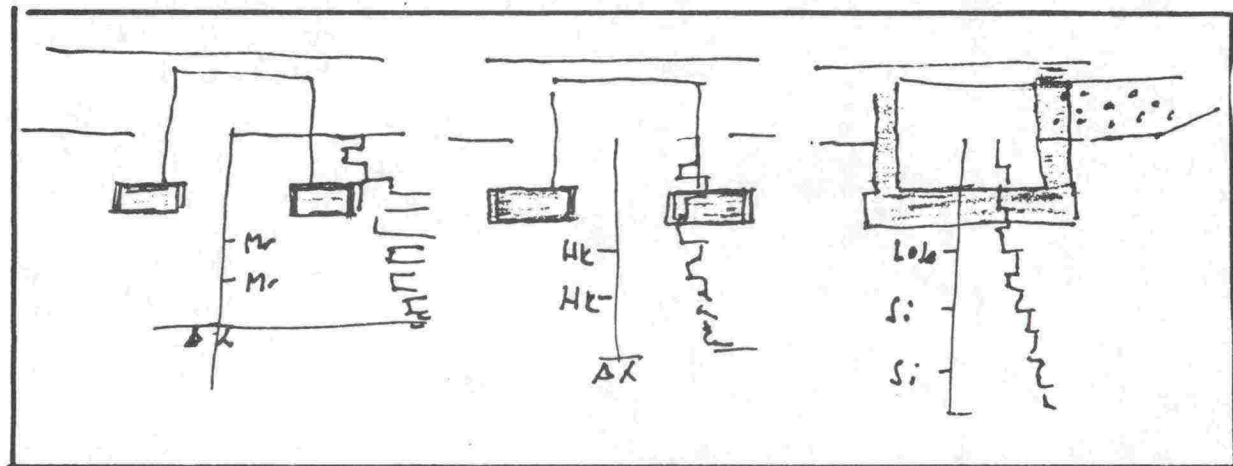
Siltojen pohjatutkimusohjeessa TVH 733336 on yritetty antaa suuruusluokkakuvaa siitä, millaisella kairausvastuksella maavaraisperustus on mahdollinen. Vaadittava painokairausvastus on suuruusluokkaa 40 pk/20 cm eli 2 cm vahvuinen diagrammi, vastaavasti heijarikairausvastus 16 l/20 cm eli 8 mm paksu diagrammi, kun maalaji on hiekkaa tai tiivistä silttiä. Pikusilloissa em. arvot ovat kovin varovaisia, enemmänkin rajalle, milloin selvän maavaraisperustuksen alueelta siirrytään laajalle välialueelle kohti selviä paalutustapauksia.

Esimerkiksi kehäsiltoja on yhtenäistä pohjalaattaa käyttäen perustettu savikerroksienkin varaan lähinnä seuraavankaltaisissa tapauksissa:

- savi on yikonsolidoitunutta ja pengerkorkeus pienehkö
- alikulku tehdään vanhaan painuneeseen tiehen

Tällaisissa tapauksissa painumia pystytään kätevästi säätelämään tulopenkereitä keventämällä kevytsoralla tai solumuovilla.

Kuvassa 16 on pyritty kaaviokuvin valaisemaan kehäsillan maavaraisen perustamisen mahdollisuuksia erilaisissa pohjasuhteissa.



Kuva 16. Kehäsilta maavaraisesti, tyypillisiä tapauksia. Olosuhteet heikkenevät vasemmalta oikealle.

4.34 Silta täytteelle

Maavaraisperustuksen erikoistapaus, täytteelle perustaminen, on nykyisin täysin yleistä kaikenkokoisissa silloissa.

Tavallisimmat syyt täytteen varaan perustamiselle ovat:

- pohjamaan kantavuuden vuoksi: massanvaihto ja täytteelle perustaminen saattaa olla edullisempaa kuin anturan vieminen kantaviin maakerrokseen
- pohjamaan routivuuden vuoksi: tekemällä massanvaihto perustusten alla voidaan perustukset suunnitella routimattoman maan mukaisesti
- perustusten pienentämiseksi: esimerkiksi korkeaan penkereeseen rakennettava päätytuki, korkeaan penkereeseen tehtävä alikulku

Alikuluissa ja muissa kuivan maan silloissa tulisi peruskuoppa suunnitella kuivatettavaksi siten että täyte saadaan kuivatyönä tiivistettyä. Työ- ja materiaalihojeet on esitetty sillanrakennustöiden yleisessä työselityksessä kohdassa 3300:2.11. Täytteen materiaalina käytetään jakavan kerroksen soraa tai louhetta.

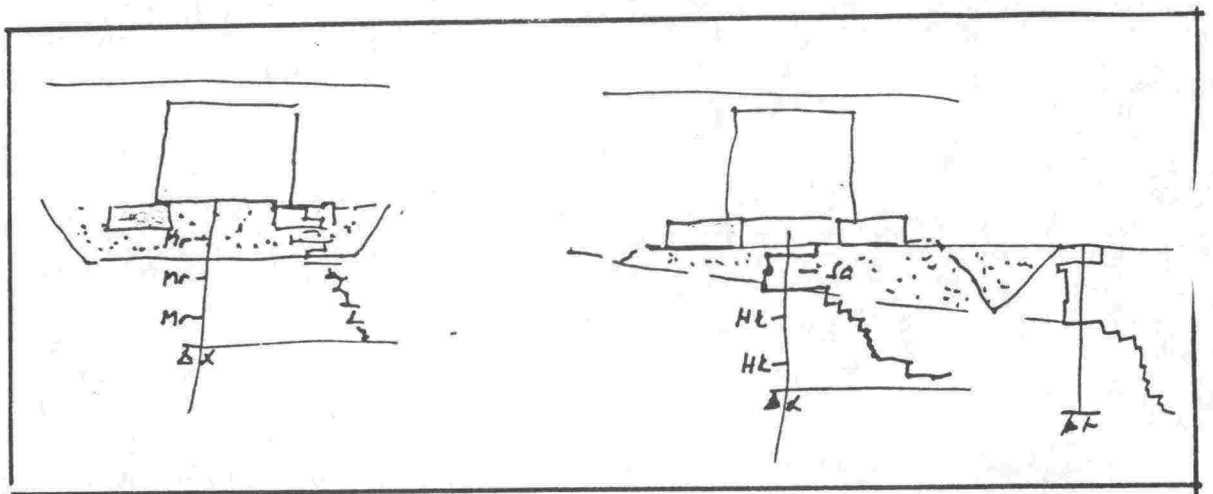
Vesistösiltojen tukia on kovapohjaisilla paikoilla rakennettu myös veteen tehdyn täytteen varaan varsinkin matalilla vesialueilla. Täytemateriaalina on ollut joko louhe tai karkea

kalliomurske. Materiaali- ja työohjeet on esitetty seikkaperäisessä työkohtaisessa työselityksessä.

Pieniäkään siltoja ei ole rakennettu pengertämällä tehdyn massanvaihdon eli pohjaantäytön varaan. Pudotustiivistysmenetelmää käyttäen saattaa tähän olla jatkossa kuitenkin teknisiä mahdollisuuksia pienien siltojen osalta.

Sallitut pohjarasitukset täytteelle ratkeavat nykyisin samoilla perusteilla kuin luonnonmaakerroksillekin.

Kuvassa 17 on esitetty tyyppillisiä tapauksia täytteelle perustamisesta.



Kuva 17. Kehäsilta täytteelle, tyyppitapauksia.

4.35 Silta teräsbetonisille lyöntipaaluille

Pehmeät savikot ovat paaluperustuksen käyttöaluetta. Saven ollessa sitkeää samoin kuin silttimaissa maavaraisperustuskin saattaa pienissä silloissa olla mahdollista, vrt. edellä kuva 1.

Pienissä silloissa käytetään lähes poikkeuksetta yksinomaan teräsbetonisia lyöntipaaluja.

Normaalitapauksessa paalu suunnitellaan tukipaaluksi. Jos savikon alla on hyvin paksuja hiekka/sorakerrostumia, tulee kysymykseen kitkapaalun käyttö. Kitkapaalutus on jo varsin vaativa geotekninen suunnittelukohde, vaikka laskentakaavat siinäkin ovatkin yksinkertaisia.

Tukipaalun uppoamissyvyyden arvioiminen tehdään lähinnä paino- ja heijarikairauksia tulkitsemalla ja se on usein hankala

laa ja kokemusta vaativaa, mutta seuraavat nyrkkisäännöt riittävät monesti yksinkertaisiin tapauksiin:

- lyöntipaalu tunkeutuu aina vähintään painokairaussyvyyteen
- todennäköinen uppoamissyvyys on sama kuin heijarikairaussyvyys (jos kyseessä on selväpiirteinen kova pohja)
- maksimisyvyys on porauksella selvitetty kalliopinta
- erityistä syytä on kiinnittää huomiota kairausten yhteydessä mahdollisesti havaittuihin kiviin.

Lyöntipaaluja käytettäessä joudutaan aina harkitsemaan kalliokärkien tarve. Jos pohjatutkimuksilla kalliopinta on todettu kaltevaksi ja kalliota peittää vain ohut moreenikerros, tarvitaan kalliokärjet. Toinen ehdottomampi ajattelutapa on, että paalut tarvitsevat aina kalliokärjet jos ne uppoavat kallioon tai lohkareiseen pohjaan.

Kalliokärkiä käytetään joskus myös paalun tunkeutuvuuden parantamiseksi esimerkiksi lyötyessä paaluja paksujen massanvaihto- tai pengertäyhteiden läpi.

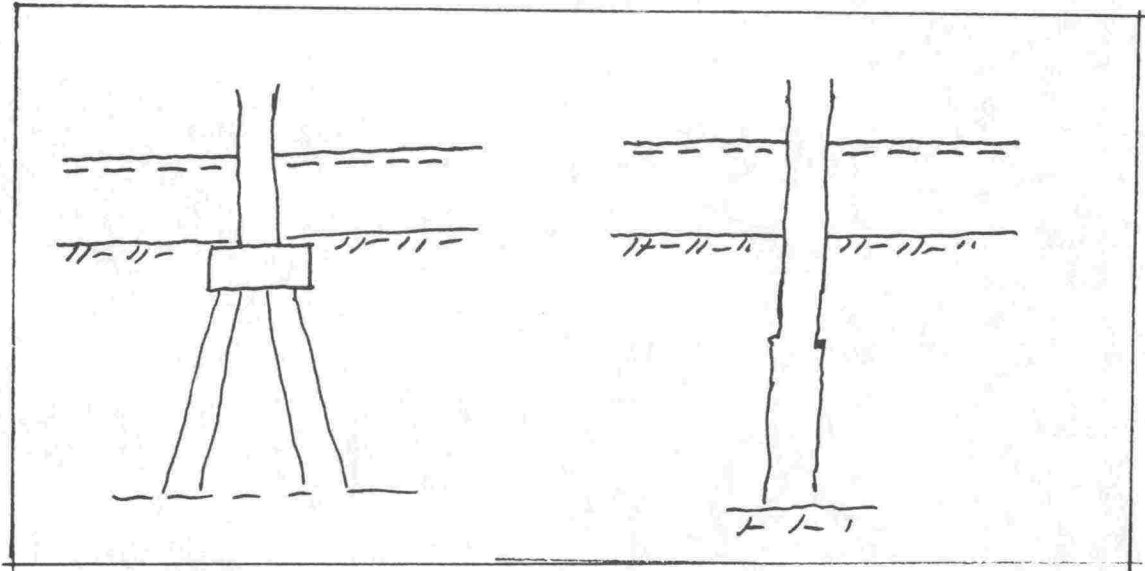
4.36 Silta erikoispaaluille

Erikoispaaluista tavallisimmin käytetty on kaivinpaalu. Sen tavallinen käyttöalue on keskikokoisten siltojen vesistöissä, joissa lyöntipaaluihin verrattuna säästytään paalulaatan teolta hankaline työvaiheineen, ks. kuva 18. Tällöin kaivinpaalua voidaan jatkaa suoraan pilarina.

Myös kuivan maan silloissa tarjoaa kaivinpaalu samoja etuja.

Kaivinpaalua käytetään usein myös hankalan tukemistyön välttämiseksi esimerkiksi tehtäessä kevyen liikenteen silta välittömästi vanhan sillan maatuen viereen.

Kaivinpaalun ongelmana on se, että sitä ei voida tehdä uivalta kalustolta kuten lyöntipaalutustyötä, vaan se vaatii tukevan työsillan tai -penkereen.



Kuva 18. Vesistöpilari lyöntipaaluilla tai kaivinpaaluilla

Lisäksi saattaa muunkin tyyppisiä erikoispaaluja tulla kysymykseen esimerkiksi seuraavanlaisissa tapauksissa

- erityisesti vesialueilla teräsputkipaaluja, jotka voidaan lyödä uivalta alustalta
- pieniläpimittaisia teräsputkipaaluja kohteissa, joissa betonilyöntipaalujen tunkeutuvuus arvioidaan huonoksi
- porapaaluja vanhojen siltojen korjauskohteissa
- Franki- ja Vibrex-paaluja sekä lyönti- että kaivinpaalujen kilpailijoina

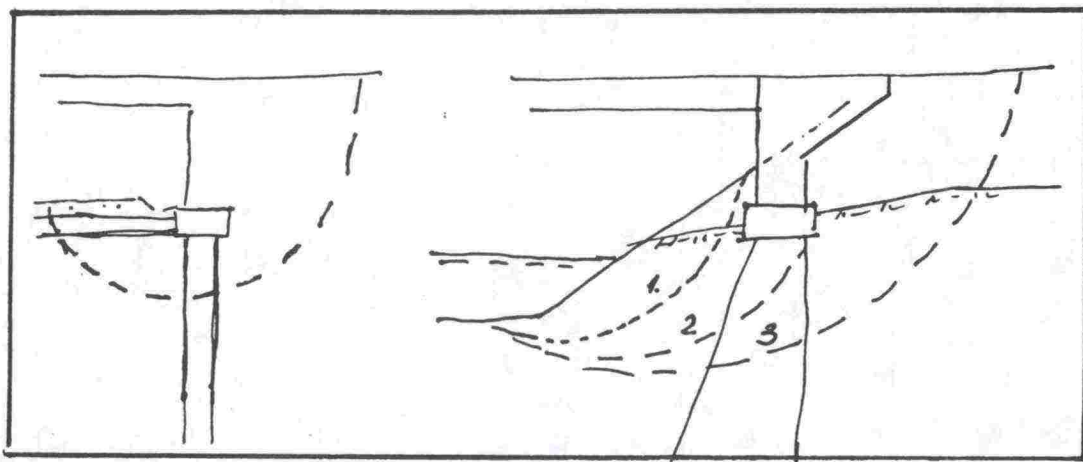
4.37 Tulopenkereiden vahvistukset

Periaatteena on, että sillan perustukset kannattavat sillan mutta penkereet ja muut maarakenteet pysyvät pystyssä omillaan, tarvittaessa pohjanvahvistuksia käyttäen. Näitä kysymyksiä joudutaan pohtimaan savi/silttialueilla.

Siltojen tulopenkereiden vahvistuksia joudutaan tekemään:

- vakavuussyistä
- painumien poistamiseksi tai tasaamiseksi
- sillan perustusrakenteiden esimerkiksi paalujen suojelemiseksi taivutukselta, vaippahankauskuormilta jne.

Kuvassa 19 on esitetty kaavamaisesti tavallisia vakavuuskysymyksiä, jotka joudutaan selvittämään.

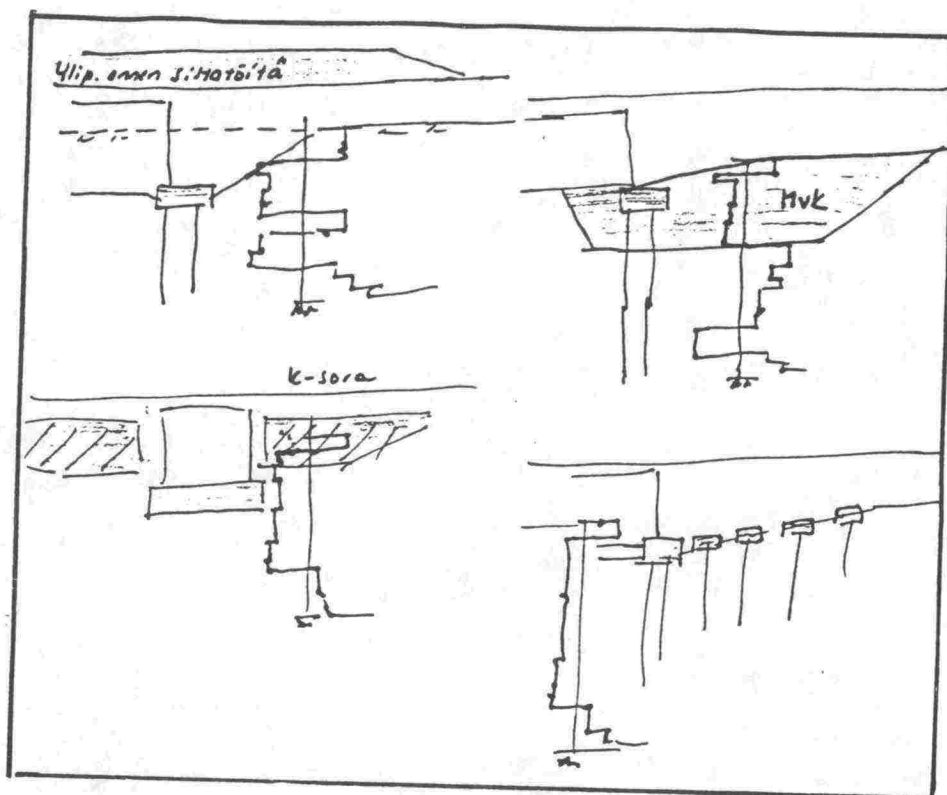


Kuva 19. Siltojen tulopenkereisiin liittyviä vakavuuskysymyksiä. Penkereen vakavuus sivusuuntaan on selvitettävä kuten pengertapauksissakin.

Tavallisimmat tulopenkereiden vahvistusmenetelmät ovat:

- esikuormitus sellaisenaan tai pystyojitettuna
- massanvaihto
- kevennys kevytsoralla tai EPS- penkereenä
- kalkki/sementtipilarointi
- pengerpaalutus hattu- tai laattapaalutuksena

Kuvassa 20 on esitetty tyypillisiä siltojen pengervahvistuksia.



Kuva 20. Tyypillisiä sillan tulopengervahvistuksia.

4.38 Rouda ja eroosio

Routivalla pohjalla siltarakenteet on suojeltava roudan vaikutuksilta ulottamalla itse perustus tai sen alapuolinen roudaton täyttö routasyvyyteen, joka on esitetty siltojen pohjarakennusohjeessa TVH 722068. Myös lämpöeristeitä on jonkin verran käytetty erityisesti mikäli samalla on saatu työtekniisiä etuja esim. matalampi kaivutyö hankalissa olosuhteissa.

Eroosion huomioonottaminen yksinkertaisemmissa tapauksissa on esitetty sillanrakennustöiden yleisen työselityksen kohdassa 3200:3.2.

4.39 Rumpujen ja putkisiltojen perustamistavat

Rumpujen ja muiden kuivatusrakenteiden tyyppiperustukset on esitetty tienrakennustöiden yleisen työselityksen osassa 1300.

Rumpuperustukset ovat geoteknisiä ongelmia lähinnä vaikeilla pehmeikköalueilla. Tällöin kannattaa aina ensiksi selvittää, voidaanko rumpu sijoittaa pehmeikön reunaan kovalle pohjalle. Monistakin syistä johtuen tämä ei kuitenkaan läheskään aina onnistu.

Pehmeikölle suunniteltava rumpu on tarkasteltava yhdessä penkereen ja sen mahdollisten pohjanvahvistuksien kanssa.

Jos penger rakennetaan ilman vahvistuksia, joudutaan rummun kohdan vakavuus tarkastalemaan erikseen, onhan "pengerkorkeus" rummun kohdalla suurempi ja toisaalta rumpu kevyempi kuin vastaava kappale maata. Koska kuormittava alue on tien suunnassa lyhyt, voidaan tavanomaisen liukupintatarkastelun rinnalla tehdä laskelma kantavuuskaavoja soveltaen. Jos vakavuus on heikko, voidaan harkita lavan käyttämistä, joka geoteknisissä laskelmissa "pakottaa" liukupinnan kulkemaan rummun pään kautta eli syvemmälle kantavampiin maakerroksiin. Ellei tämäkään vielä riitä, voidaan pengertä rummun kohdalla keventää lähinnä kevytsoraa käyttämällä. Paaluperustusta rummussa paaluttamattomalla pengeralueella ei yleensä käytetä painumien vaatimien kalliiden siirtymäarakenteiden vuoksi.

Aaltopeltirumpu sietää suurempia painumia kuin betoniputkirumpu ja pyöreä aaltopeltirumpu on tässä mielessä edullisempi kuin soikea.

Pehmeässä savessa kuivakuoren alapuolella sekä turpeessa lavoja käytetään myös rummun painumaerojen pienentämiseen sekä työteknisistä syistä, vaikka sitä suoranaisten vakavuustarkastelujen perusteella ei tarvittaisikaan. Tällöin saattaa tulla kysymykseen myös teräksisen putkiarinnan käyttö.

Rumpuja rakennetaan myös pohjanvahvistusalueille. Jos penger paalutetaan, tehdään rummun kohdalle yhtenäinen paalulaatta. Rumpu on yleensä muuta paalutustasoa alempana, joten kaivanto ja paalutus rummun lähiympäristössä joudutaan seikkaperäisesti suunnittelemaan. Jos penkereelle tehdään massanvaihto kaivamalla, on rumputyö helppo. Sen sijaan pengertämällä tehtävä massanvaihto on rumputyön kannalta aina ongelmallinen. Penger saattaa painua, jolloin rumpu tulisi tehdä vasta painuma-ajan päätyttyä. Tällöin voi työn aikana tulla vaikeuksia vesien

johtamisessa. Myöskin pengerrin voi olla korkea vaatien jälki-työnä tehtynä syvän rumpukaivannon. Edelleen ojien kaivu pengerryksen viereen ylösnousseisiin massoihin voi olla työlästä. Näitä ongelmia on ratkottu monilla tavoilla mutta edullista on pyrkiä siirtämään rumpu tällaisen alueen reunaan alueelle jossa kaivamalla päästään kovaan pohjaan.

Pystyjoitusalueilla rummut ovat aina ongelmallisia. Eräissä tapauksissa rumpuja on yritetty tehdä suoraan valmiiksi painumia "varovasti" ennakoiden sekä ylisuurta rumpua käyttäen.

4.40 Pylväs-, porttaali- ym. "pienperustukset"

Tielaitoksessa käytössä olevat pylväs- ja porttaaliperustustyyppit on esitetty tiensuunnittelutoimiston tyyppipiirustuskokoelmissa. Kummastakin on edelleen piirustus, jossa esitetään ohjeet perustustyyppin valinnasta.

Samantapaisia pienperustuksia tarvitaan liikennemerkeissä, suoja-aidoissa, hirviaidoissa jne. Näistä on laitoksella tyyppipiirustukset. Meluseinien tms. perusrakenteet joudutaan suunnittelemaan tapauskohtaisesti.

Em. perustustyyppien mitoitus on selostettu teoksessa Valaistustekniikan käsikirja III (v.1985) kohdassa 4.9.

4.4 Kaivantojen geotekninen suunnittelu

4.4.1 Yleistä

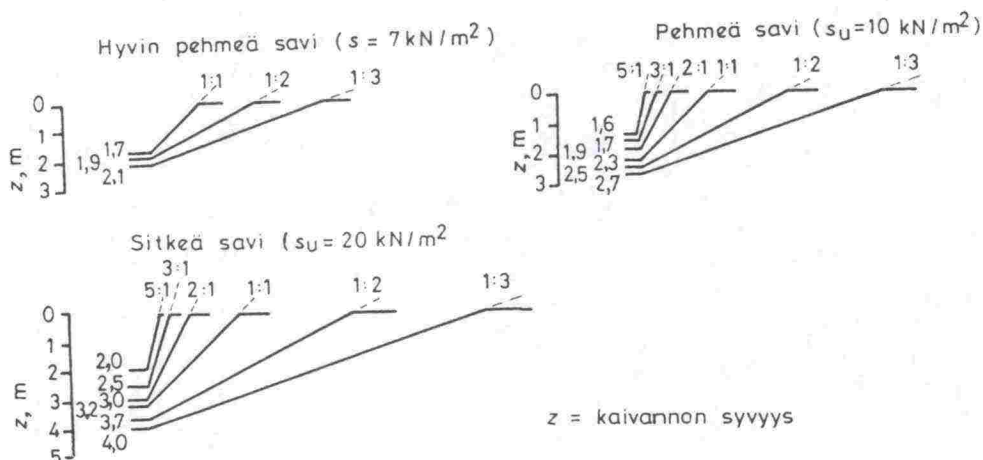
Kaivannolla tarkoitetaan väliaikaista, maan sisään tehtävän rakenteen toteuttamiseksi kaivettavaa kuoppaa, joka rakenteiden valmistuttua täytetään. Kaivantosuunnittelun tavoitteena on selvittää maanalaisten rakenteiden edellyttämien kaivantojen rakentamistoimenpiteet. Suunnittelussa otetaan huomioon maan ja rakenteiden keskinäinen vuorovaikutus.

Tavallisimpia kaivantosuunnittelua vaativia rakenteita tienrakentamiseen liittyvissä töissä ovat erilaiset putkirakenteet ja sillan perustukset.

Kaivantoa edellyttävän rakenteen sijaintia valittaessa otetaan erityisesti huomioon kaivannon rakennusaikana vaatima tilantarve ja ympäristötekijät. Näihin vaikuttavat sekä työmaan läheisyydessä olevat pysyvät rakennukset ja rakenteet, niiden perustamistapa ja -tasot, rakennetyyppi ja kunto että työmaata palvelevat rakenteet ja järjestelyt. Kaivannot jaotellaan kaivannon seinämien tuennan perusteella. Tukemattomien eli luiskattujen kaivantojen seinämät luiskataan vakavuuden edellyttämään kaltevuuteen. Tuennalla tarkoitetaan kaivannon seinämien erityyppisiä tukirakenteita. Yleensä tukiseinät ovat tilapäisiä rakenteita.

4.4.2 Ilman tuentaa

Työnaikaisessa kaivannossa on useimmiten kysymys lyhytaikaisesta vakavuudesta. Savessa luiskakaltevuuden suhteen voidaan soveltaa kuvassa 21 esitettyä ohjetta. Vaativissa kohteissa tehdään kuitenkin tapauskohtaiset liukupinta-analyysit luiskakaltevuuden selvittämiseksi. Luiskan yläpuolisten kuormitusten osalta tulee ottaa huomioon kaivumassojen sijoitus ja työkoneen etäisyys kaivannon reunasta. Hyvin pehmeällä savella kaivumassoja ei saa sijoittaa 5 metriä lähemmäksi kaivannon reunaa ja työkoneen (20 t) on oltava yli 6 metrin etäisyydellä.



Kuva 21. Kaivannon luiskan kaltevuus savessa /20/. Sama asia on esitetty taulukon muodossa sillanrakennuksen yleisessä työselityksessä /14/

Kitkamaalajien, soran, hiekan ja hiekkaisen siltin leikkauslujuus määräytyy yksinomaan maarakeiden välisen kitkan perusteella. Kuivassa ja täysin vedellä kyllästetyssä maassa luiskakaltevuus asettuu maan sisäisen kitkakulman suuruiseksi. Taulukossa 2 on esitetty tukemattoman maaluisikan kaltevuus moreenissa ja karkearakeisissa maalajeissa pohjavedenpinnan yläpuolella.

Maapohja	Kaivannon syvyys m		
	H < 1,2	H=1,2-2,0	H > 2,0
	Luiskan kaltevuus		
Löyhä ja keskitiivis hiekka Löyhä sora Löyhä moreeni	pysty-suora	<1:1	<1:1-1:1,5
Tiivis hiekka Keskitiivis sora Keskitiivis moreeni	pysty-suora	<2:1	<1:1
Tiivis sora Tiivis moreeni	pysty-suora	<4:1	<2:1

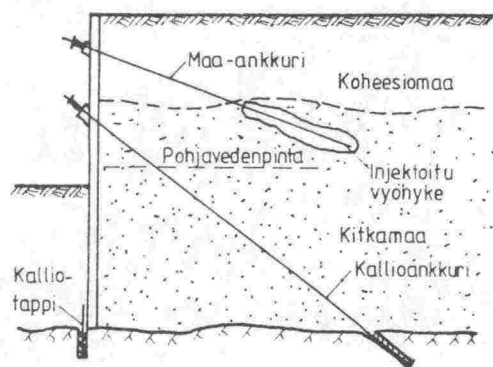
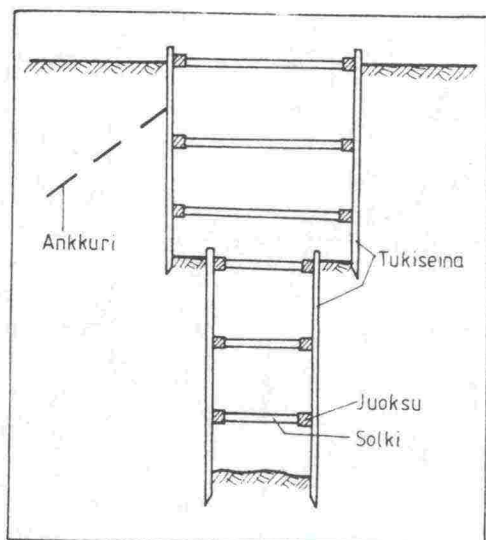
Taulukko 2. Luiskakaltevuus moreenissa ja karkeammissa maalajeissa pohjavedenpinnan yläpuolella SYT:n mukaan /14/

4.4.3 Tukiseinät ja muut tukemistavat

Tilanpuutteen takia ei läheskään aina ole mahdollista rakentaa luiskattua kaivantoa. Kaivannon tuenta rakennetaan yleisimmin maahan lyötävistä puu- tai teräsponteista tai elementtiseinistä. Kitkamailla käytetään myös settiseinää. Elementtiseiniä käytetään suhteellisen sitkeillä savimailla varmistamaan kaivannossa työskentelyn turvallisuus. Puupontteja käytetään matalissa (3-4 m) kaivannoissa. Yleensä käytetään tällöin sisäpuolista tuentaa. Syvissä kaivannoissa ja karkearakeisessa maaperässä käytetään teräspontteja. Kaivannon tuenta ankkureilla saattaa olla kallis toimenpide ja yleensä pyritään sisäpuoliseen tuentaan, mikäli se vain on mahdollista.

Tukiseinän mitoituksen voi suorittaa käsinlaskentana mutta myös tietokoneohjelmia on laadittu mm TVL:n GEOATK.

Kaivannon tuentaan voidaan käyttää myös kalkkistabilointia. Pelkästään työnaikaista tuentaa varten tehdyissä rakenteissa voidaan ennakkotutkimuksista tinkiä. Kalkkistabilointi voi jäädä pysyväksikin rakenteeksi. Esim siltakaivannon tukemiseksi tehty vahvistus voi toimia tulopenkereen vahvistuksena. Johtokaivantojen tukeminen kuin myös perustaminen voidaan ajatella suunniteltavaksi stabiloinnin avulla, jolloin ei tarvitse käyttää useampia vahvistusmenetelmiä.



Kuva 22. Kaivannon tuentatapoja.

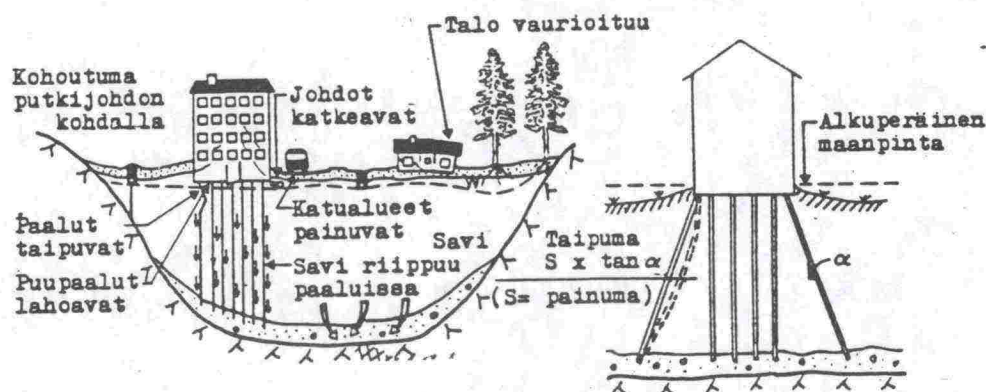
4.5 Pohjanvahvistustöiden aiheuttamat ympäristövaikutukset

4.51 Leikkaukset ja kaivannot

Leikkauksien ja kaivantojen osalta ympäristövaikutukset syntyvät lähinnä pohjaveden alenemisen kautta. Merkittävämpiä nämä asiat ovat alavammilla alueilla, joilla on kyseessä laajempi pohjavesialue ja usein hienorakeisia pintamaakerroksia.

Pohjaveden alenemisen haitat voivat olla

- Alueen vesihuollon vaikeutuminen, yksinkertaisimmillaan kaivojen kuivumisia.
- Vaikutuksia kasvillisuuteen, vaikutukset voivat kuitenkin olla myönteisiäkin.
- Vaikutukset vanhoihin rakenteisiin, joita pyrkii valaisemaan kuva 23.



Kuva 23. Kaaviokuva pohjaveden alenemisen aiheuttamista vaurioista. Pohjaveden alenemisen voi aiheuttaa lähistölle tehty syvä tieleikkaus.

Kuvan mukaisia vaurioita rakenteisiin saattaa syntyä lähinnä savi/silttialueilla. Ratkaisevaa on, kuinka paljon pohjavesi alenee ja kuinka laajalla alueella sekä toisaalta mitkä ovat maakerroksien painumaominaisuudet, rakenteiden ominaisuudet ja kunto.

Yksinkertaisessa tapauksessa voidaan vaikutusaluetta arvioida Sichardt'n kaavalla (vrt. kuva 24)

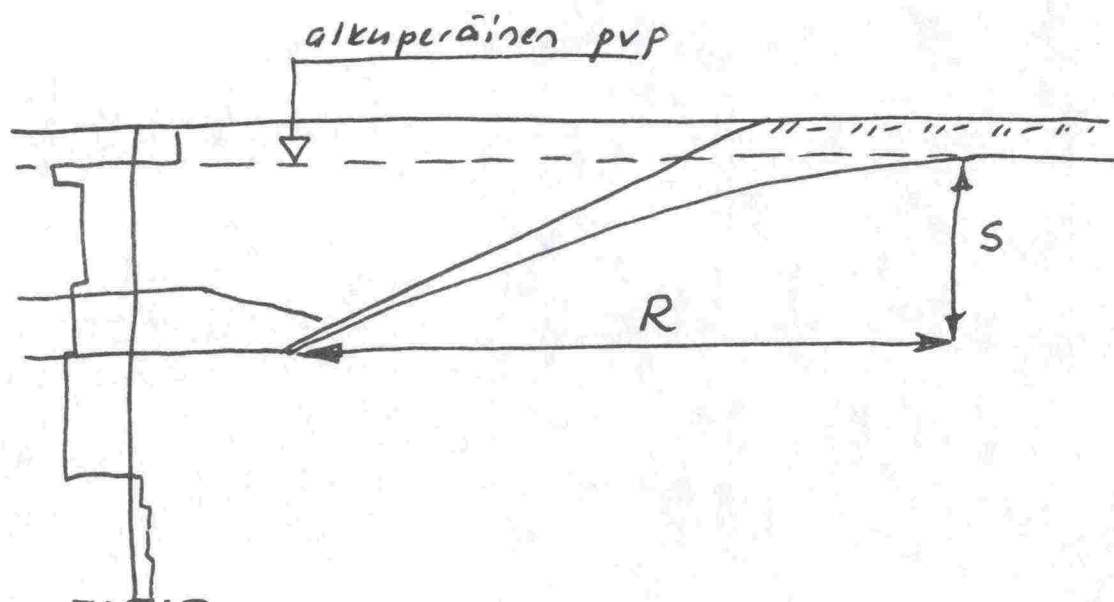
$$R = 3000 s \sqrt{k}$$

R on vaikutussäde (m)

s on pohjaveden alenema (m)

k on vedenläpäisevyys (m/s)

Jos leikkaus sijaitsee syvällä savi/silttialueella jää vaikutusalue yleensä pienehköksi. Jos leikkaus ulottuu moreeniin, saattaa vaikutusalue kasvaa, puhumattakaan hiekasta ja sorasta, joilla vaikutusalue saattaa olla kilometrejä.



Kuva 24. Pohjaveden aleneminen syvän tieleikkauksen johdosta syvällä savikolla.

Jos savi/silttileikkauksissa hienorakeisten maakerroksien alla on paremmin vettäjohtavia kerroksia, hiekasta ja sorasta puhumattakaan, on tärkeätä, miten paksu kerros hienorakeista maata jää leikkauspohjan ja vettäläpäisevän kerroksen välille (hydraulinen murtuma, pohjavesieroosio).

Pumpattavia pohjavesivesimääriä voi yksinkertaisissa tapauksissa suuruusluokalleen yrittää arvioida määrittelemällä kartoilta pohjaveden valuma-alue. 1 km² tuottaa pohjavettä 50...800 m³/vrk imeytymissuhteista riippuen. Tämä arviointimenetelmä ei sovellu harjualueille. Toista kautta hiukan tarkempiin arvioihin voi päästä soveltamalla peruskaivantojen kuivanapidon suunnittelua varten kehitettyjä putkikaivoteorioita. Mutkikkaammissa tapauksissa tarvitaan kuitenkin seikkaperäisiä pohjavesitutkimuksia mm. koepumppauksia ja niiden tulkintoja ja mitoituslaskelmia. Vaativimmat tapaukset pystyvät hoitamaan nimenomaan pohjavesiselvityksiin erikoistuneet henkilöt.

Vesioikeuden lupa tarvitaan, jos toimenpide vaikuttaa vähäistä merkittävämpään pohjavedenottoon, kyseessä on pohjaveden suojelualue tai pumpattavan pohjaveden määrä ylittää 250 m³/vrk. Asista on hyvä neuvotella vesi- ja ympäristöpiirin kanssa, vaikka luvanhaku ei vaikuttaisikaan välttämättömältä.

Pohjaveden pysyvää alenemista voidaan estää erilaisilla seinämä- ja kaukalarakenteilla ja kalliossa rikkonaisuusalueita injaktoimalla. Pohjavettä voidaan imeyttää takaisin maaperään. Nämä ovat vaativia erikoisratkaisuja.

Lisätietoja löytyy mm. ohjeesta "Syvien tieleikkauksien pohjavesiselvitykset" TVH 732126.

4.52 Massanvaihtotyöt

Massanvaihto pengertämällä saattaa aiheuttaa pohjamaan nousemista ja liikkumista sekä samalla mm. puuston kaatumista ja kallistumista usean kymmenen metrin, jopa sadan metrin levyisellä alueella. Tätä voidaan kuitenkin tarvittaessa (lähellä rakennuksia, pylväitä, salaojitettu pelto, suojeltava vesistön ranta tms.) tehokkaasti säädellä suunnittelu- ja rakennustoimenpiteillä sekä valvoa työnaikuisilla tarkkailumittauksilla.

Kaikissa massanvaihtotöissä velliintyneiden läjitysmassojen kuljetukset saattavat merkitä ympäristön ja tiestön likaantumista. Jos toimenpiteet tehdään vesistössä, saattaa vesi väliaikaisesti samentua. Vesialueilla saattaa toisaalta tulla harkittavaksi ruoppauskaluston, lähinnä imuruoppaajan käyttö. Koska menetelmässä maa-aines "nesteytetään" sekoittamalla se moninkertaiseen määrään vettä, on läjitysalueiden löytäminen ja ympäristöhaittojen (vesistöihin valuva liete) varsinainen pullonkaula näille töille.

Massanvaihtotöissä käytetään joskus räjäytyksiä, erityisesti pengerrystyön jälkeen massanvaihdon muodon parantamiseksi tehtäviä reunaräjäytyksiä. Näitä suunniteltaessa on aina otettava huomioon vaikutukset ympäristölle ts. tärinä ja kivien sinkoilemisvaara. Savikon kuivakuoreessa tärinä voi edetä laajalle erityisesti maan ollessa roudassa.

4.53 Paalutustyöt

Paalutus voi aiheuttaa vaurioita lähinnä aivan vieressä oleviin rakenteisiin.

Lyöntipaalutuksen ympäristövaikutuksia voivat olla:

- Löyhässä kitkamaassa maan tiivistyminen ja painuminen, mikä voi olla 50 % paalujen tilavuudesta ja vaikutusalue $1/4 \dots 1/1 \times$ paalupituus.
- Saven syrjäytyminen ja siitä aiheutuvat pohjamaan vaakaliikkeet ja nouseminen. Liikkeiden suuruus voi olla sama kuin paalujen tilavuus ja vaikutusalue sama kuin paalupituus.
- Tärinä, jota voi esiintyä varsinkin tiivissä, kivisissä tai routaantuneissa maakerroksissa.
- Savimaan häiriintyminen
- Silttimaassa huokosvesipaineen nousu, joka kaltevasa maassa alentaa maaston vakavuutta.
- Paineellisen pohjaveden puhkaisu saattaa aiheuttaa pohjamaan häiriintymistä ja pohjaveden alenemista ympäristössä.

Kaivinpaalutuksessa voi syntyä tärinää lohkareita meislat-
taessa tai räjäytettäessä. Paineellisen pohjaveden vaikutus
on tarkoin pohdittava.

Suuriläpimittaisilla teräsputkipaaluilla ympäristöhaitat ovat
työtavasta riippuen samantapaiset kuin lyöntipaaluilla (pääs-
tä suljetut) tai kaivinpaaluilla (päästä avonaiset) lukuunot-
tamatta meluhaittoja, jotka tällä paalutyypillä ovat omaa
luokkaansa.

Pieniläpimittaisilla lyötävillä teräspaaluilla ja porapaa-
luilla ympäristöhaitat ovat pienet.

Paalutustyön aiheuttamaa tärinää voidaan arvioida kaavalla

$$v = 1.5 \sqrt{w} / r$$

v on suurin pystysuora heilahdusnopeus (mm/s)

w on lyöntienergia (Nm/lyönti)

r on etäisyys paalusta tarkkailukohteeseen (m)

Näin laskettua heilahdusnopeutta verrataan sallittuihin ar-
voihin:

- vanhat historialliset rakennukset	2 mm/sek
- halkeilleet- ja tiilirakennukset	5 "
- hyväkuntoiset vauriottomat rakennukset	10 "
- hyvin vahvat rakennukset	10...40 "

Ihmisen omakohtaiset havainnot tärinästä yleensä liioittele-
vat sen suuruutta.

Paalutustyöt ilman melusuojauslaitteita ovat meluisia. Ulko-
puolisille aiheutettava melu normaalina työaikana saa erään
suosituksen mukaan olla enintään 80 dB(A), mitä arvoa voi
verrata allaolevaan taulukkoon. Itse työmaalla voidaan käyt-
tää kuulosuojaimia.

Paalutuslaite	Melutaso 10 m etäi- syydellä dB	Arvioitu etäi- syys jolla melu taso on 80 dB
Pudotusjärkäle	91	40 m
Dieseljärkäle	110	320 m
Paineilmajärkäle	97	70 m
Täryjunta	93	50 m

Paalutuskoneeseen asennettavilla melusuojaimilla melutasoa
voidaan alentaa 20 dB.

4.54 Muut pohjarakennustyöt

Muissakin pohjarakennustoissa saattaa esiintyä ympäristövai-
kutuksia, esimerkiksi

- Pystyöjitystyö arteesisen pohjavesipaineen alueella saattaa laskea pohjavettä.
- Samaa voi tehdä kalkki/sementtipilarointi, myöskin tuulen mukana ympäristöön leviävä sideaine merkitsee terveyshaittoja.
- EPS- penkereen muovi on palavaa ja saattaa kehittää tulipalon yhteydessä myrkyllisiä kaasuja.
- Pudotustiivistys merkitsee ympäristölle tärinähaittaa ja estää menetelmän käytön vanhojen rakennuksien läheisyydessä. Pudotustiivistyksessä on havaittu tärinää 20..30 mm/s kun etäisyys on pieni ja vielä 20...40 m etäisyydellä arvoja 1...3 mm/s.

Kirjallisuusluettelo kohtaan 4

- /1/ RIL 157-I Geomekaniikka I, Suomen rakennusinsinöörien liitt
RIL, Helsinki 1985
- /2/ RIL 166 Pohjarakenteet, Suomen rakennusinsinöörien liitto
RIL, Helsinki 1986
- /3/ Pohjarakennus RIL 95, Suomen rakennusinsinöörien liitto,
Helsinki 1974
- /4/ Maanrakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita, osa IV,
Tie- ja vesirakennushallitus 1970, TVH 732660
- /5/ Tienrakennustöiden yleinen työselitys TYT, osa 1200 Vahvis-
tustyöt, Tie- ja vesirakennushallitus 1986, TVH 732456; osa
1400 Kallion leikkaus- pengerystyöt, Tie- ja vesirakennushal-
litus 1984, TVH 732458; osa 1500 Maan leikkaus- ja pengerrys
työt, Tie- ja vesirakennushallitus 1979, TVH 732459
- /6/ TVO Tienrakennustöiden valvontaohje, Pohjavahvistustyöt,
Tie- ja vesirakennushallitus 1988, Tvh 732177
- /7/ Kalkkipilariohjeet KPO-86, Viatek OY 28.10.1986
- /8/ Suunnitelmat, Tie- ja vesirakennushallitus 1979, TVH 722308
- /9/ Konsulttipalvelujen käyttö 1987
- /10/ RIL 165-2. Liikenne ja väylät II. Helsinki 1988
- /11/ Syvien tieleikkauksien pohjavesiselvitykset. Tie- ja vesira-
kennushallitus, Maa ja vesi Oy 1984, TVH 732126
- /12/ A Viento, Rakennustyön ja liikenteen aiheuttamat tärinät.
Maansiirto 8/1987.
- /13/ Teräsputkipaaluohjeet TVH 723448
- /14/ Sillanrakennustöiden yleinen työselitys SYT, Maanrakennus-
työt, Tie- ja vesirakennushallitus 1988, TVH 732209
- /15/ Lyöntipaalutusohjeet 1986 LPO-8, Suomen Geoteknillinen Yhdis-
tys ry, Rakentajain Kustannus Oy, Helsinki 1987
- /16/ Suurpaaluohjeet 1978 SPO-78, Suomen Geoteknillinen Yhdistys
ry, Helsinki 1978
- /17/ Standardin SFS 4315 Pohjarakennusohjeet soveltaminen sillan-
suunnittelussa, Tie- ja vesirakennushallitus 1982, TVH 72206
- /18/ Suomen valoteknillinen seura. Valaistustekniikan käsikirja
III
- /19/ Rakentajain kalenteri 1988 ja 1989, Rakentajain Kustannus Oy
- /20/ Slunga E., Leminen, K., Pienten kaivantojen tukeminen, VTT
Geotekniikan laboratorio, tiedonanto 28, Espoo 1977